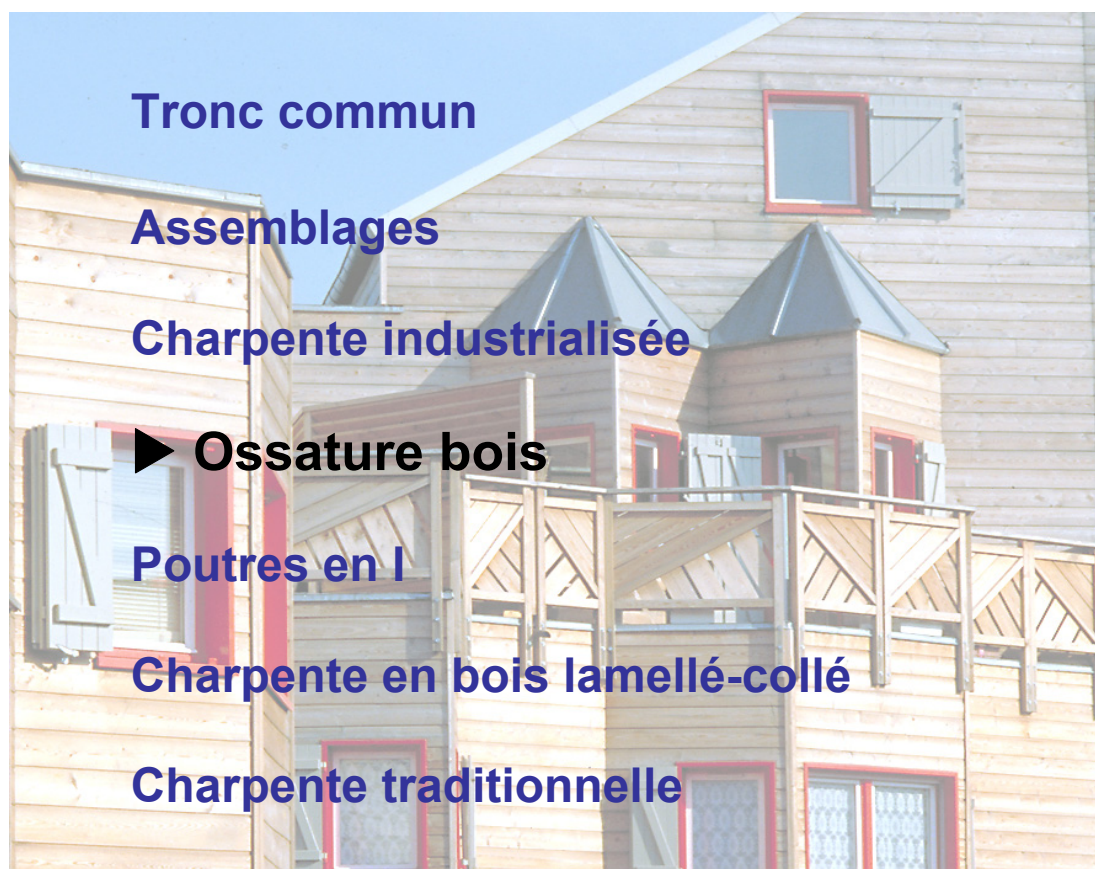

Manuels d'application des Eurocodes pour les structures bois

Programme AQCEN EC5



Ossature bois

Règles et recommandations particulières
applicables aux structures à ossature bois

Rédaction :
IRABOIS (Institut de recherches appliquées au bois)

Animation :
FCBA

janvier 2009

Règles et recommandations particulières applicables aux structures à ossature bois

1	ACTIONS ET STRUCTURE	5
1.1	ÉTUDE DES ACTIONS SUR LA STRUCTURE	5
1.1.1	LE POIDS PROPRE DE LA STRUCTURE G	5
1.1.2	LES CHARGES D'EXPLOITATIONS Q	7
1.1.3	LES ACTIONS CLIMATIQUES	7
1.2	COMBINAISONS D'ACTIONS	16
1.2.1	COMBINAISONS AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES (ELU)	16
1.2.2	COMBINAISONS AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICES (ELS)	23
1.3	DESCENTE DE CHARGES SUR LA STRUCTURE	23
1.3.1	CHEMINEMENT DES EFFORTS VERTICAUX	24
1.3.2	CHEMINEMENT DES EFFORTS HORIZONTAUX	31
2	RIGIDITÉ DES PAROIS ET DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES MURS	48
2.1	RIGIDITÉ DES ÉLÉMENTS PARTICIPANT AU CONTREVENTEMENT DES OUVRAGES EN OSSATURE BOIS	48
2.1.1	CALCUL DE LA RAIDEUR D'UNE ÉCHARPE DANS UNE PAROI (TUOMI [10])	48
2.1.2	CALCUL DE LA RAIDEUR D'UN PANNEAU DE MUR (BO KÄLLSNER [12])	49
2.1.3	DÉPLACEMENT EN TÊTE DE L'OSSATURE D'UN PANNEAU DE MUR (p)	50
2.2	RAIDEUR D'UN ÉLÉMENT DE MUR	53
2.3	LES COEFFICIENTS D'ÉQUIVALENCE	53
2.4	DÉPLACEMENTS DES SYSTÈMES DE MURS ET RÉPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX EN TÊTE DE PAROIS	54
2.4.1	ORIENTATION D'UN PANNEAU DE MUR ET CENTRE DE RAIDEUR	54
2.4.2	EXPRESSION DES DÉPLACEMENTS GLOBAUX EN TÊTE DES SYSTÈMES DE MURS DE LA STRUCTURE ET D'UN PANNEAU DE MUR	55
2.4.3	DÉTERMINATION DES DÉPLACEMENTS EN TÊTE DE MURS	57
2.4.4	DÉPLACEMENT DE LA STRUCTURE ET DÉPLACEMENT EN TÊTE DE MUR	62
3	VÉRIFICATION DU CONTREVENTEMENT	64
3.1	VÉRIFICATIONS DE LA RÉSISTANCE DES MURS	64
3.1.1	MÉTHODE A DE VÉRIFICATION DES VOILES TRAVAILLANTS	64
3.1.2	MÉTHODE B DE VÉRIFICATION DES VOILES TRAVAILLANTS	66
3.1.3	MÉTHODE C [15] DE VÉRIFICATION DES VOILES TRAVAILLANTS	68
4	BIBLIOGRAPHIE	71

Introduction

La construction à ossature bois a connu en France différents stades de développement depuis son essor pris dans les années 60. Basée sur les principes des pays scandinaves et d'Amérique du Nord, les constructeurs bois français accompagnés de toute une filière en ont patiemment adapté les principes à leur savoir-faire, nos modes de vie, habitudes et patrimoine architectural non sans difficultés par ailleurs. Encore aujourd'hui, le respect des prescriptions édictées dans les POS ou PLU restreint les solutions bois sur certains projets. Il est cependant espéré que les nombreux avantages de ces constructions qui apportent déjà des réponses concrètes et quasi inégalées en termes de performance aux enjeux économiques de notre société de demain contribueront à accroître son développement. Cependant la refonte générale, au niveau européen, des codes de justification des structures constitue un tournant très important pour pérenniser ce capital de déploiement et les nombreux axes de développements futurs. Le principe de libre échange au sein de la communauté européenne a conduit à unifier la base des réglementations et a ainsi fourni au matériau bois un outil, le plaçant définitivement au même niveau que les autres matériaux de constructions concurrents : l'Eurocode 5 « Conception et calcul des structures en bois ».

L'utilisation de ce règlement de calculs, dits aux états limites introduit, par rapport à la réglementation habituelle, des principes qui dans la pratique se traduisent par l'évolution de principes de calculs déjà connus pour la plupart, mais surtout un formalisme un peu plus rigoureux de justifications. C'est à ce prix que la concurrence entre les matériaux peut exister et le bois prouver son intérêt : « on dira que c'est en parlant la même langue que l'on est capable de se comprendre et de prouver aux autres que l'on a raison ».

Ce formalisme qu'il faut bien qualifier de pointu, mais adapté à l'optimisation de structures, apparaît d'évidence comme assez lourd lorsque les projets sont des prototypes où rarement plus d'un exemplaire est construit. Par chance (et qui n'en a pas), l'arrivée de cette nouvelle réglementation se fait au XXI^e siècle où l'informatique permet de systématiser sans difficulté les calculs fastidieux et rébarbatifs. Il faut donc affirmer que l'appropriation rapide de ce nouveau règlement est indissociable des outils informatiques qui sont à développer en parallèle pour son utilisation courante.

L'arbre ne doit cependant pas cacher la forêt et même s'il faut évoluer vers cette nouvelle réglementation, ce qui peut provoquer certaines inquiétudes concernant les différents acteurs et leurs capacités d'adaptation, la noblesse du métier de constructeur bois réside toujours, et plus que jamais, dans la conception et la réalisation des ouvrages. Ce nouveau règlement ne doit être vu à terme que comme un outil permettant la justification, avec ses limites actuelles, de constructions en ossature bois toujours plus audacieuses.

Dans le milieu des années 70, un document technique unifié est venu poser les bases de ce que devait être les règles de calculs et de mise en œuvre des constructions à ossature bois permettant ainsi un développement plus aisé en particulier pour la construction d'ouvrages publics. A terme, c'est-à-dire après mise à jour de ce document, les constructeurs ne disposeront plus que d'un guide dédié exclusivement à la mise en œuvre le DTU 31.2 avec les nombreuses normes auxquelles il fait référence et principalement des Eurocodes 0, 1 et 5 pour justifier leurs constructions. Comme tous les règlements, l'Eurocode 5 est écrit de manière condensée en ne traitant que de la justification sans donner, à part cas très précis lié aux particularités du matériau bois, les méthodes d'estimations des efforts. Dans un souci de liberté de conception, le choix et la responsabilité des modèles de calculs sont laissés volontairement à la responsabilité des projeteurs et des ingénieurs.

Lors du dimensionnement d'une construction à ossature bois, un certain nombre d'éléments et de parties de structures doivent faire l'objet de notes de calculs. Mis à part les éléments standards que sont les poutres, les linteaux, les poteaux et les montants, c'est sur la justification du contreventement de l'ossature que le concepteur doit principalement porter son attention. Suivant la précision de la méthode de justification adoptée pour vérifier la capacité des voiles travaillants, la précision de la descente de charges sur chacun des voiles de la structure est essentielle. En effet, la résistance des voiles travaillants ainsi que la capacité résistante des ancrages en pied de montant dépend de la charge qui se situe en tête de paroi. En termes d'application de l'Eurocode 5, c'est sur ce point que la difficulté est concentrée. C'est dans le but de guider sur leurs premiers pas les personnes qui sont chargées de mener à bien la démarche de justification des structures à ossature bois que ce document est rédigé.

Il présente dans un premier temps, sur une structure qui sert de fil conducteur (appelé projet M), les éléments à prendre en compte pour effectuer la descente de charges sur les éléments à justifier. Le lecteur trouvera dans un ordre chronologique indispensable la définition des charges et l'approche pour combiner ces dernières afin de

satisfaire les différents états limites. Au travers de nombreuses illustrations, la descente de charges est ensuite explicitée afin de mettre en évidence la problématique de répartition des efforts en fonction de la raideur dans l'enveloppe de l'ossature.

Dans une seconde partie, des modèles sont tout d'abord présentés pour estimer la rigidité des parois des ossatures courantes. Une méthodologie est ensuite détaillée pour permettre de calculer et de répartir la résultante des charges qui s'applique au niveau des planchers de type plate forme considérés comme rigides dans les parois qui le soutiennent. Ce développement permet d'intégrer les effets de torsion, ainsi qu'une répartition non orthogonale des parois les unes par rapport aux autres. Enfin, les justifications des parois au niveau de l'Eurocode 5 et autorisées par l'annexe nationale sont développées à nouveau (méthode A et B). Les prémisses d'une future méthode C permettant de couvrir les deux méthodes existantes sont également exposées à titre indicatif.

1 ACTIONS ET STRUCTURE

1.1 Étude des actions sur la structure

1.1.1 Le poids propre de la structure G

Le poids propre est l'action caractéristique élémentaire de base sur une structure. Il est toujours considéré comme une charge permanente qui fluctue assez peu dans le temps. Il peut être déterminé pour chaque élément courant (avivés, plaques de plâtre ...) à partir de ses dimensions nominales et des poids volumiques moyens donnés par la NF EN 1991 partie 1.1 4[1]. Pour des éléments spécifiques, il sera nécessaire de consulter les documents techniques des fabricants comme pour les tuiles, les revêtements de sol, etc. En général, les charges de poids propre se modélisent comme des charges réparties linéaires ou surfaciques notées g_k . Elles peuvent également apparaître comme des charges ponctuelles notées G_k lorsque des reports de charges sont effectués.

Suivant la nécessité du calcul, le poids propre peut être détaillé pièce par pièce ou globalisé au centre de gravité (CDG) d'une partie de la structure ou de la structure toute entière (étude de l'équilibre global par exemple). Les progiciels de dessin utilisés actuellement en construction bois permettent d'effectuer précisément et instantanément ces opérations fastidieuses de calcul de CDG au gré des besoins, en respectant les poids volumiques des éléments constitutifs des structures. Ces charges sont par définition dirigées vers le bas de la construction mais peuvent donner lieu à des chargements horizontaux dans le cas de séismes.

Dans la plupart des projets, les principales charges permanentes sont amenées par le plancher, les parois et la toiture. La **Figure 1-1**, la **Figure 1-2** et la **Figure 1-3** présentent une analyse de charges pour chacune de ces trois parties. Il est nécessaire de définir tout d'abord le poids propre de chacun de ces complexes en fonction des compositions retenues pour le projet. La **Figure 1-4** indique la position du centre de gravité de la structure et indique le poids de cette dernière.

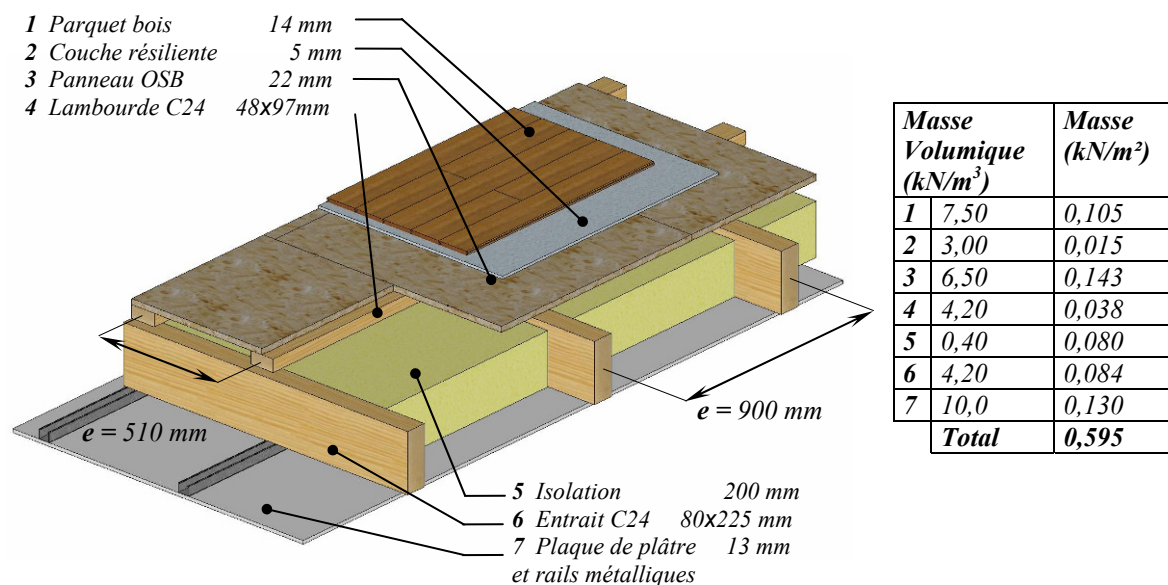


Figure 1-1 : Composition du plancher du projet M et cumul des charges par mètre carré

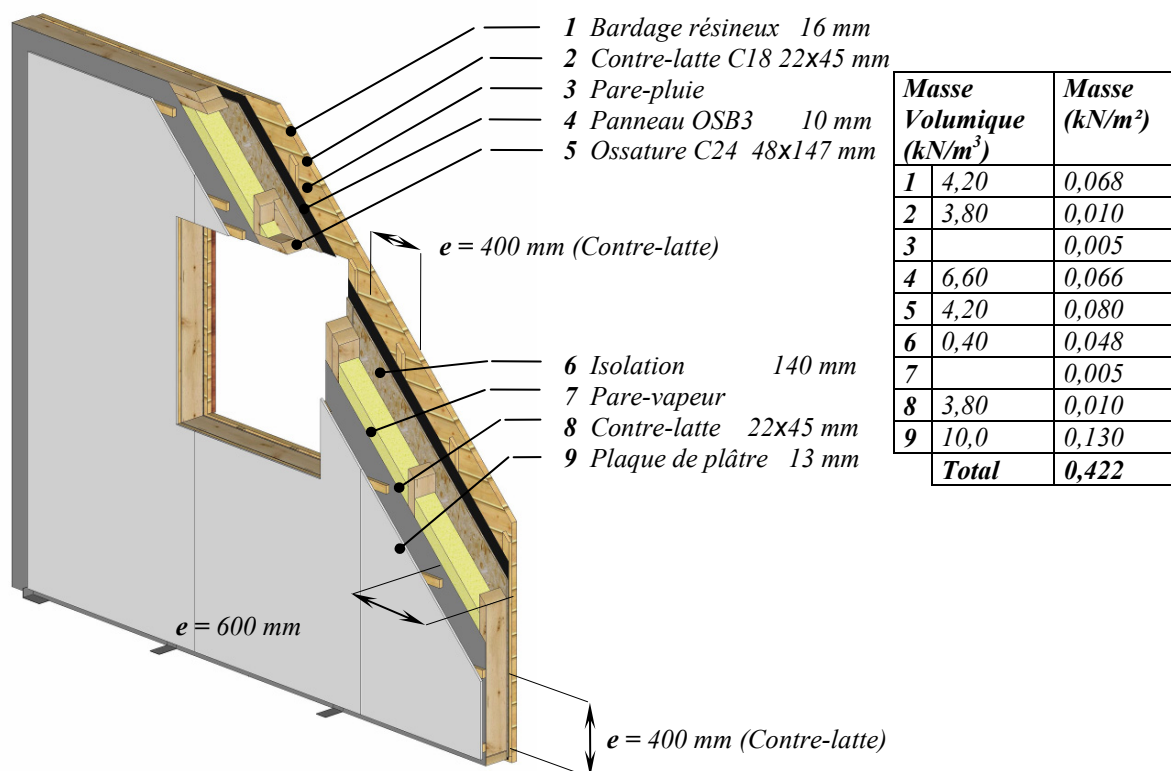


Figure 1-2 : Composition d'une paroi du projet M et cumul des charges par mètre carré

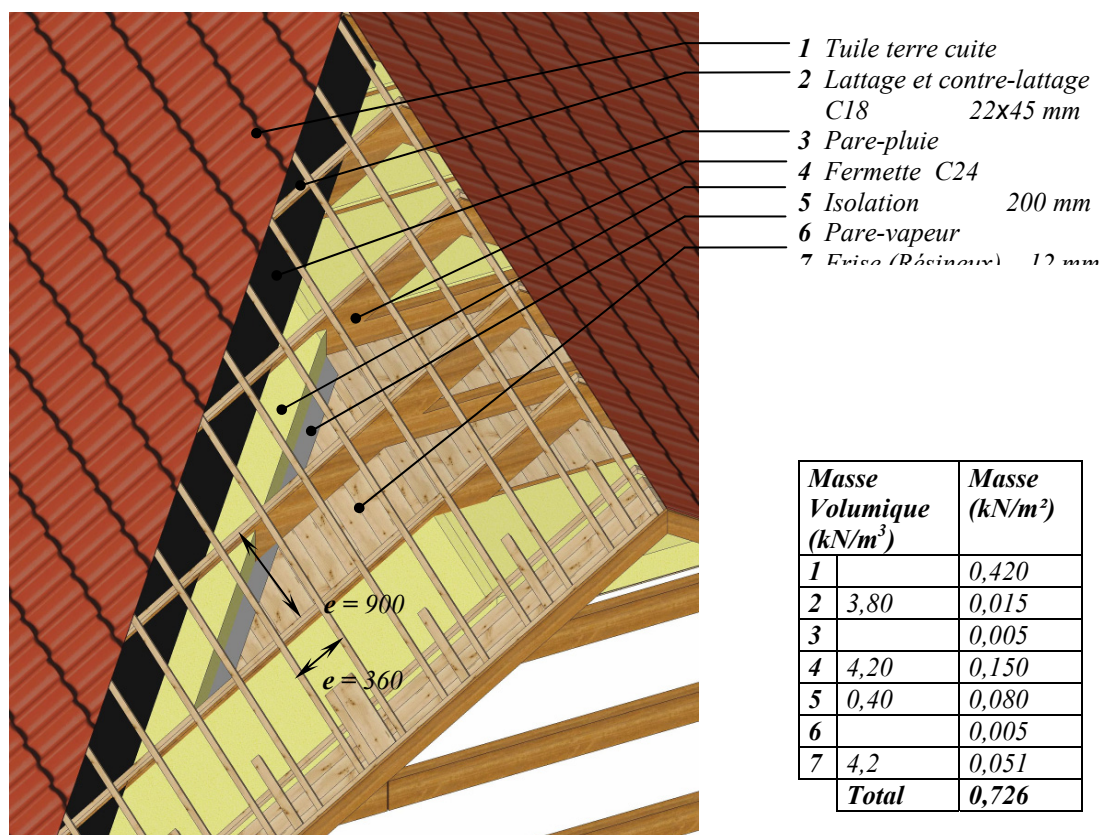


Figure 1-3 : Composition de la toiture du projet M et cumul des charges par mètre carré

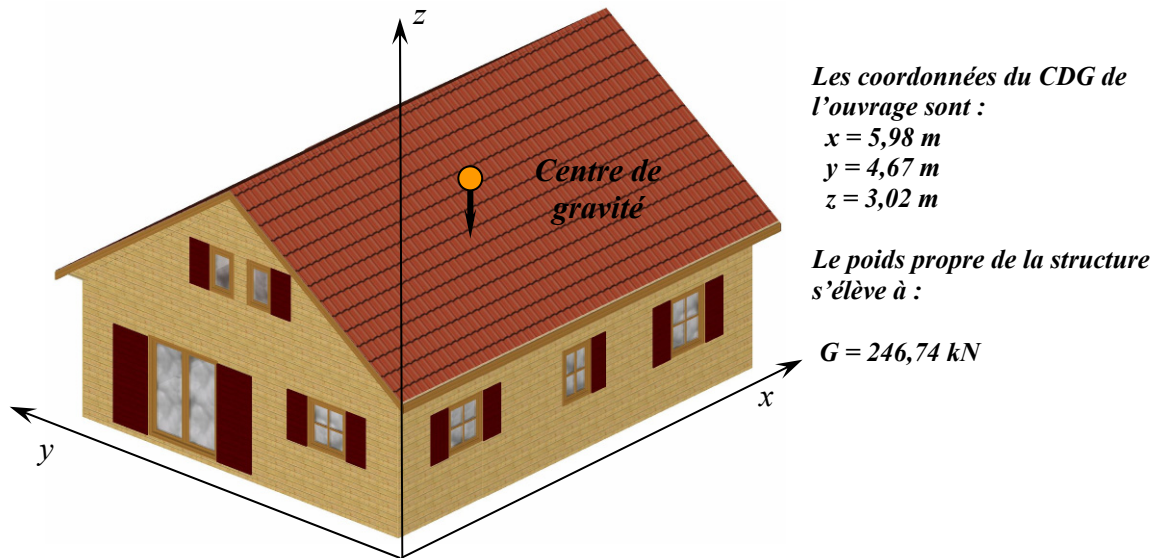


Figure 1-4 : Position du centre de gravité du projet M et poids propre de l'ouvrage

1.1.2 Les charges d'exploitations Q

Les charges d'exploitations apparaissent à l'usage du bâtiment et plus rarement pendant sa phase d'édification. Elles dépendent de l'utilisation qui est faite de l'ouvrage et regroupent l'action liée à l'activité humaine comme celle liée à la présence de mobilier. Les ouvrages sont ainsi classés en différentes catégories d'utilisation. Grâce à ce classement, la NF EN 1991-1-1 4[1] indique deux types de charge caractéristiques à considérer dans les calculs : elles peuvent être réparties ou ponctuelles (ces deux types de chargement ne sont pas compatibles et ne doivent pas être appliqués de manière simultanée à part situation particulière). Les charges ponctuelles comme les charges réparties sont en général considérées d'une durée de moyen terme. Lorsque la charge s'apparente à du stockage, la durée associée est le long terme. Ces charges sont généralement verticales et dirigées vers le bas de la construction. Elles peuvent être également horizontales sur les barrières et les gardes corps par exemple. Suivant le nombre d'étages ou l'importance de la surface des pièces où s'appliquent ces charges, des coefficients de réduction peuvent leur être appliqués.

Le projet M est à usage d'habitation résidentielle, il se trouve classé en catégorie A. Il ne comporte qu'un seul étage, ce qui ne donne pas lieu à une réduction de charges due au nombre d'étages. La surface totale des pièces de l'étage atteint $A = 53 \text{ m}^2$, une réduction de charges peut être appliquée par le coefficient

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{A_0}{A} = 0,77 + \frac{3,5}{53} = 0,83 \text{ lorsque l'ensemble de la charge est considéré dans le calcul (descente}$$

de charges sur les fondations par exemple ou que la surface de chargement de l'objet est supérieure à 15 m^2). Les charges d'exploitation se résument alors à :

$$q_k = 1,5 \times 0,83 = 1,25 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ pour une descente de charge globale,}$$

$$q_k = 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ sur un élément particulier du plancher et } Q_k = 2 \text{ kN} .$$

Il est à noter que ce plancher ne supporte pas de cloison.

1.1.3 Les actions climatiques

Les constructions en ossatures bois sont légères et par la même sensibles aux actions climatiques. Ces dernières sont donc forcément à prendre en compte avec justesse pour éviter des désordres dans les constructions. Ces actions dépendent directement de la géométrie extérieure de la structure et de sa situation géographique : lieu et altitude. Les valeurs caractéristiques de la neige S_k et du vent W_k peuvent être déterminées respectivement à l'aide de la NF EN 1991 partie 1-3 [3] et 1-4 [5] pour différentes formes de bâtiments standard. Dans le cas du

vent, sa vitesse aux abords de la construction se trouve fortement influencée par la nature du paysage environnant.

1.1.3.1 La charge de neige S

La NF EN1991 partie 1-3 [3] définit deux situations d'enneigement des structures : une situation dite normale et une situation dite exceptionnelle où la neige devient une action accidentelle de base. La situation normale notée A peut présenter différents types de chargement sur les structures suivant que le vent en a redistribué ou non une partie. Dans le cas des situations exceptionnelles notées B , différentes situations sont envisagées suivant que : la chute de neige est exceptionnelle $B1$, la redistribution est exceptionnelle $B2$ ou alors que la chute de neige et la redistribution soient exceptionnelles $B3$. Les situations exceptionnelles $B2$ et $B3$ s'avèreront importantes à considérer dans le cas où les toitures des ouvrages seront particulièrement accidentées ou présenteront des obstacles à l'évacuation de la neige par le vent. L'ensemble de ces situations n'est pas à considérer dans un dimensionnement courant, mais peuvent l'être dans le cas d'un projet particulier. En France, seule la situation $B1$ est à prendre en compte dans la plupart des régions (Annexe nationale NF EN1991-1-3/NA [4]). Les actions de la neige normale ($A \leq 1000 \text{ m}$) et de la neige exceptionnelle sont considérées comme des chargements de court terme. Lorsque l'altitude dépasse 1000 m , la neige normale devient une charge de moyen terme.

La présence de neige S en situation normale sur la structure se traduit par une charge répartie dirigée vers le bas de la construction comme les charges permanentes.

Dans le cas de la toiture du projet M qui est une toiture symétrique à deux versants ($\alpha_1 = \alpha_2 = 35^\circ$), deux cas de charge sont à considérer :

- Cas I : neige uniformément répartie sur les deux versants,
- Cas II : un chargement réparti deux fois plus important sur un des deux versants suite à une redistribution du vent (voir Figure 1-5).

L'ouvrage étant construit dans une région où une neige exceptionnelle est susceptible d'apparaître, les cas de charge d'une situation $B1$ sont également à prendre compte.

a) Neige normale S_n

La charge de neige normale est donnée par : $s_{ni} = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$ avec $C_e = C_t = 1$

En région Lorraine, zone de neige $B1$ et à une altitude $A = 300 \text{ m}$:

$$s_k = s_{k,200} + \Delta_{S1} = s_{k,200} + 0,10 \times \frac{A-200}{100} = 0,55 + 0,10 \times \frac{300-200}{100} = 0,65 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Les deux cas à considérer sont:

Cas I : (versant 1 et 2)

$$s_{n1} = \mu_1(35^\circ) \cdot s_k = 0,8 \times (60 - \alpha_1) / 30 \times 0,65 = 0,43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Cas II :

(versant 1)

$$s_{n2} = \mu_1(35^\circ) \cdot s_k = 0,43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

et (versant 2)

$$s_{n2} = 0,5 \cdot \mu_1(35^\circ) \cdot s_k = 0,22 \text{ kN} / \text{m}^2$$

b) Neige exceptionnelle S_x

La charge de neige exceptionnelle est donnée par : $s_x = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$ avec $C_e = C_t = 1$

Les deux cas de répartition de neige exceptionnelle sont à considérer :

$$\text{Cas I : (versant 1 et 2)} \quad s_{x1} = \mu_1(35^\circ) \cdot s_{Ad} = 0,8 \times (60 - \alpha_1) / 30 \times 1,00 = 0,67 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Cas II : (versant 1) $s_{x1} = \mu_1(35^\circ) \cdot s_{Ad} = 0,67 \text{ kN} / \text{m}^2$
 et (versant 2) $s_{x2} = 0,5 \cdot \mu_1(35^\circ) \cdot s_{Ad} = 0,33 \text{ kN} / \text{m}^2$

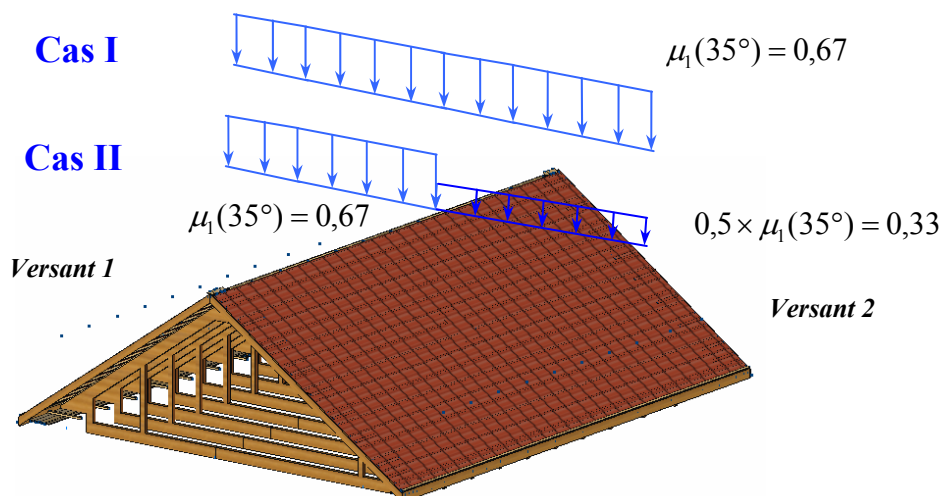


Figure 1-5 : Cas de répartition de neige à considérer pour une toiture symétrique à deux versants

c) Neige en débord de toiture S_e

Cette charge qui se répartit comme une charge linéique en bord de toiture est à considérer uniquement lorsque l'altitude A dépasse 900 m ce qui n'est pas le cas du projet M. Cette charge modélise la présence de glace ou de neige suspendue en bord de toiture. Lorsque ce chargement est à envisager, cette charge peut être estimée par :

$$s_e = k \cdot \frac{s^2}{\gamma} \text{ avec : } \gamma = 3 \text{ kN} / \text{m}^3, k = 3/d \leq d\gamma \text{ et } d = \frac{s}{\gamma}$$

où s représente le chargement de neige normale la plus défavorable dans le cas I (répartition uniforme sur la toiture). Cette charge n'est pas cumulée à la charge accidentelle.

1.1.3.2 La charge de vent W

L'action du vent W se traduit principalement en termes de chargement sur l'ouvrage par une pression qui s'exerce normalement aux différentes surfaces qui composent l'enveloppe des bâtiments (un effort d'entraînement lié à la rugosité de l'enveloppe est parfois à prendre en compte pour les bâtiments longs). Ces pressions engendrent des efforts horizontaux et verticaux. En général, sur les ouvrages à base rectangulaire, deux directions principales de vent sont à considérer : la direction du vent perpendiculaire aux longs pans et la direction perpendiculaire aux pignons. Le sens du vent doit également être pris en considération si la structure n'est pas symétrique (en termes de rigidité et de résistance) ou si son exposition suivant la direction du vent n'est pas la même. Pour les ouvrages sensibles au phénomène de torsion (structure principalement non symétrique et de rigidité moyenne), l'effet d'un vent oblique doit également être considéré (**voir Figure 1-6**) : ceci est fréquemment le cas pour les constructions en ossature bois. Pour les structures à bases rectangulaires, l'effet du vent oblique pourra être approché à partir des situations de base que sont le vent normal au long pan et le vent normal au pignon en adoptant une répartition triangulaire de la pression sur la face attaquée par le vent. Cette distribution particulière permet également de prendre en compte l'imparfaite corrélation des forces aérodynamiques agissant aux différents points de la construction.

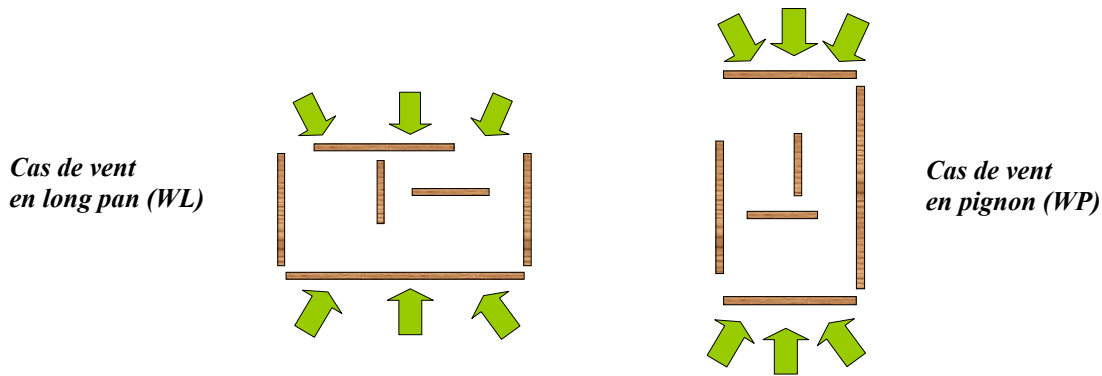


Figure 1-6 : Cas de vent à envisager sur une structure à base rectangulaire : vent perpendiculaire au long pan WL et vent perpendiculaire au pignon WP

Pour établir précisément de manière quantitative ces différentes actions sur la structure, un certain nombre de points particuliers doivent être traités et analysés par rapport au projet considéré pour rationaliser l'étude :

- la pression du vent en vitesse maximum,
- les coefficients de pression du vent sur l'ouvrage,
- les situations de vent.

a) Pression de vent en vitesse maximum

Il convient tout d'abord, pour déterminer la pression en vitesse maximum, de déterminer la vitesse de base de vent q_b . Cette valeur est liée à la situation géographique de l'ouvrage. A partir de la carte des vents donnée par la NF EN 1991-1-4/NA [6], la situation géographique est identifiée parmi 4 zones. A chaque zone correspond une vitesse de base.

La configuration du terrain (orographie) et sa rugosité sont ensuite à prendre en compte. Les catégories de terrain sont référencées en plusieurs zones, elles dépendent de l'environnement aux alentours du bâtiment. Lorsque l'ouvrage est implanté dans une zone non accidentée (haut de falaise, flan et sommet de colline, etc.) la pression en vitesse de pointe peut être déduite de la formule suivante : $q_p(z_e) = q_b \times c_e(z_e)$ pour le projet M situé en zone de vent 2, catégorie de terrain II (végétation faible et obstacles isolés) dont l'altitude au faîtage est de $z_e = 6,2 \text{ m}$. Le coefficient $c_e(z_e)$ dépend de la hauteur extérieure de la structure (z_e) et du type de terrain, il peut être lu sur un abaque (voir la NF EN 1991-1-4/AN [6]), il vient alors :

$$\text{Vent en zone 1} \quad V_{b,0} = 24 \text{ m/s},$$

$$C_{dir} = 1 \text{ (pas de direction de vent privilégiée),}$$

$$C_{season} = 1 \text{ (pas d'effet de saison)}$$

$$V_b = V_{b,0} \times C_{dir} \times C_{season} = 24 \text{ m/s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 24^2 = 360 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z_e) = q_b \times c_e(z_e) = 0,36 \times 1,99 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Cette valeur peut être obtenue par calcul de la manière suivante :

Catégorie de terrain II $z_{min} = 2 \text{ m}$, $z_0 = 0,05 \text{ m}$ la hauteur au faîtage du bâtiment est supérieure à z_{min} alors :

$$\text{Rugosité de terrain } k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left(\frac{0,05}{0,05} \right)^{0,07} = 0,19$$

$$\text{Coefficient de rugosité } c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad c_r(z_e) = 0,19 \times \ln\left(\frac{6,2}{0,05}\right) = 0,91$$

Coefficient d'orographie $c_0(z) = 1$ (pas d'effet dû à l'escarpement du terrain)

Vitesse moyenne du vent :

$$V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_{b,0} \quad V_m(z_e) = 0,91 \times 1 \times 24 = 21,84 \text{ m/s}$$

$$\text{Intensité de turbulence : } I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \ln(z/z_0)} \quad I_v(z_e) = \frac{1}{1 \times \ln(6,2/0,05)} = 0,207$$

En site plat, le coefficient de turbulence s'obtient par :

$$k_I = 1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6 = 1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log_{10}(0,05) + 3)^6 = 0,995$$

Il vient enfin la pression du vent en vitesse de pointe :

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho V_m(z)^2 \quad q_p(z_e) = [1 + 7 \times 0,207] \times \frac{1}{2} \times 1,225 \times 21,84^2 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Pour des constructions dont la hauteur de construction maximale est inférieure ou égale à la dimension perpendiculaire au sens du vent, le profil de pression à l'attaque du bâtiment pourra être considéré comme uniforme. Dans les autres cas, le profil de pression devra être étudié plus précisément suivant la hauteur et les dimensions de l'ouvrage.

b) Coefficients de pression sur la structure

L'écoulement du fluide qu'est le vent, autour de l'obstacle que constitue la construction, induit des pressions sur les parois qui dépendent de leur aire et de leur localisation. Suivant la NF EN 1991-1-4 [5], l'enveloppe des ouvrages courants peut ainsi être régionalisée précisément.

Dans le cas du projet M, les façades de la structure ainsi que les versants de toiture sont symétriques. Ses dimensions sont : hauteur d'égout $h_e = 3 \text{ m}$, hauteur de faîtage $h_f = 6,2 \text{ m}$, pente de toiture $\alpha_1 = \alpha_2 = 35^\circ$. La NF EN 1991-1-4 [5] désigne toujours par b la dimension perpendiculaire au sens du vent et par d la dimension parallèle pour présenter de façon générale ses calculs. Afin d'éviter toute confusion dans ce qui suit, la largeur du pignon est appelée b (8,4 m) et la longueur du long pan est appelée a (10,5 m).

La **Figure 1-9** et la **Figure 1-10** présentent la régionalisation de la structure. Elles indiquent également l'aire des surfaces considérées ainsi que les coefficients de pressions extérieures C_{pe} . La structure étant symétrique (l'effet de l'abri de l'entrée est considéré ne pas perturber la distribution des pressions sur le reste de l'ouvrage), le nombre de situations particulières se réduit à deux :

- Cas WL : vent perpendiculaire au long pan,
- Cas WP : vent perpendiculaire au pignon.

Les valeurs des coefficients C_{pe} sont indiquées pour déterminer les effets d'ensemble sur la structure. Les valeurs des coefficients C_{pe} sont prises égales à la valeur du coefficient C_{pe} pour une surface de référence supérieure ou égale à 10 m^2 . En effet, lorsque l'étude mécanique porte sur la stabilité (renversement), le contreventement ou le dimensionnement d'une partie de la structure, les amplifications locales auxquelles le vent peut donner lieu ne peuvent se produire de façon simultanée sur tout ou partie de la structure. C'est un effet de vent « lissé » qui doit être considéré sur la structure. Suivant les angles de pente de toit, le vent peut engendrer soit une pression globale sur la toiture, soit une dépression globale ou encore être dans une situation indéterminée où les deux cas sont à considérer. Sur la **figure 1-9** et la **figure 1-10**, dans le cas du projet M, les deux situations sont à envisager : en couleur bleu sont notés les C_{pe} lorsque la toiture est en pression, en couleur noire lorsque la toiture est en dépression.

Dans le cas d'une étude locale (éléments de rives, couverture, faîtage...), les coefficients C_{pe} devront être calculés en faisant référence à la bande de chargement de l'élément considéré.

Les coefficients de pression intérieure dépendent directement de la conception de l'enveloppe et de son fonctionnement futur. La présence et l'importance des surfaces ouvertes dans chacune des parois doivent être considérées pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pi} . Dans le cas du projet M, les ouvertures telles que les portes et les fenêtres sont considérées fermées, ce qui est très généralement le cas pour les ouvrages à usage d'habitation. Considérer un ouvrant en position ouverte reviendrait à créer une situation accidentelle de vent (durée de chargement instantanée). Cette situation qui peut être à considérer pour certains bâtiments industriels n'est pas envisageable pour les ouvrages courants. Deux situations peuvent néanmoins se produire, le bâtiment peut être soit :

- en dépression intérieure : $C_{pi} = -0,3$,
- en surpression intérieure : $C_{pi} = +0,2$.

A partir de la valeur des coefficients de pression C_{pe} et C_{pi} sur chacune des parois et de la valeur de la pression du vent, la pression résultante du vent peut être déterminée. La valeur caractéristique de la pression due au vent w_k sur une paroi s'obtient par :

$$w_k = q_p(z_e) \cdot (c_s \cdot c_d \cdot C_{pe} - C_{pi})$$

Le produit $c_s c_d$ permet de prendre en compte la non simultanée d'occurrence de la pression en vitesse de pointe du vent sur les différentes parois et l'effet dynamique des vibrations de la structure créé par les turbulences. Dans le cas des structures à ossature bois compactes (sans partie isolée) qui ont une hauteur généralement inférieure à 15 m, ce produit peut-être considéré égale à 1. Les forces F_w résultantes de ces pressions peuvent être déduites pour chaque zone identifiée de la structure et dans une direction particulière en déterminant le maître couple A_{ref} correspondant à chaque zone. En général, le calcul du maître couple A_{ref} se réduit à la multiplication d'une surface A par le sinus ou le cosinus de l'angle que fait la surface de la paroi et la direction dans laquelle la résultante de l'action est recherchée. La force résultante est alors obtenue par :

$$F_w = \sum_{surfaces} w_k \cdot A_{ref}$$

c) Effet d'entraînement

Lorsque le vent souffle parallèlement aux génératrices du bâtiment, le vent peut donner naissance à un effort global sur le bâtiment qui tend à entraîner celui-ci dans la direction du vent par effet de frottement sur l'enveloppe (**Figure 1-7**) :

$$F_{w,fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

Cet effort est proportionnel à la rugosité du revêtement du bâtiment (c_{fr} se situe autour de 0,02 pour le projet M) Cet effort existe si la somme des surfaces parallèles à la direction du vent est supérieure à quatre fois la somme des surfaces perpendiculaires (au vent ou sous le vent) à la direction du vent.

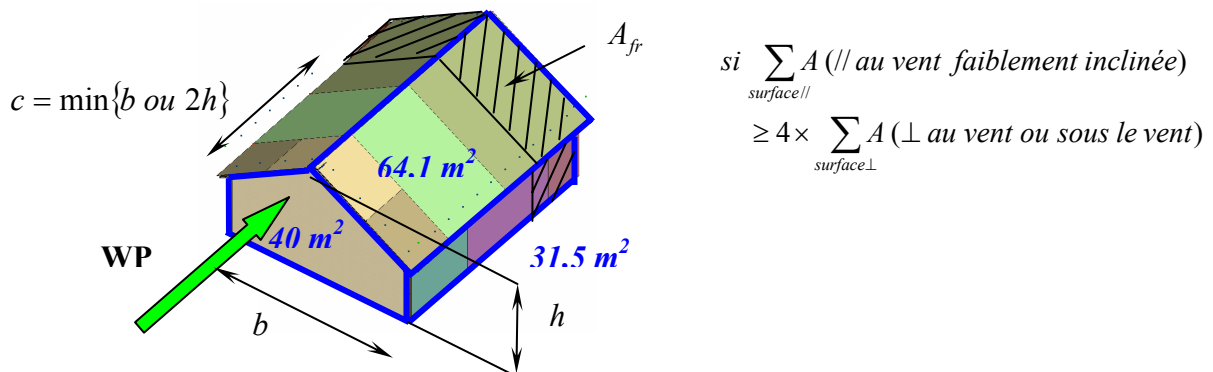


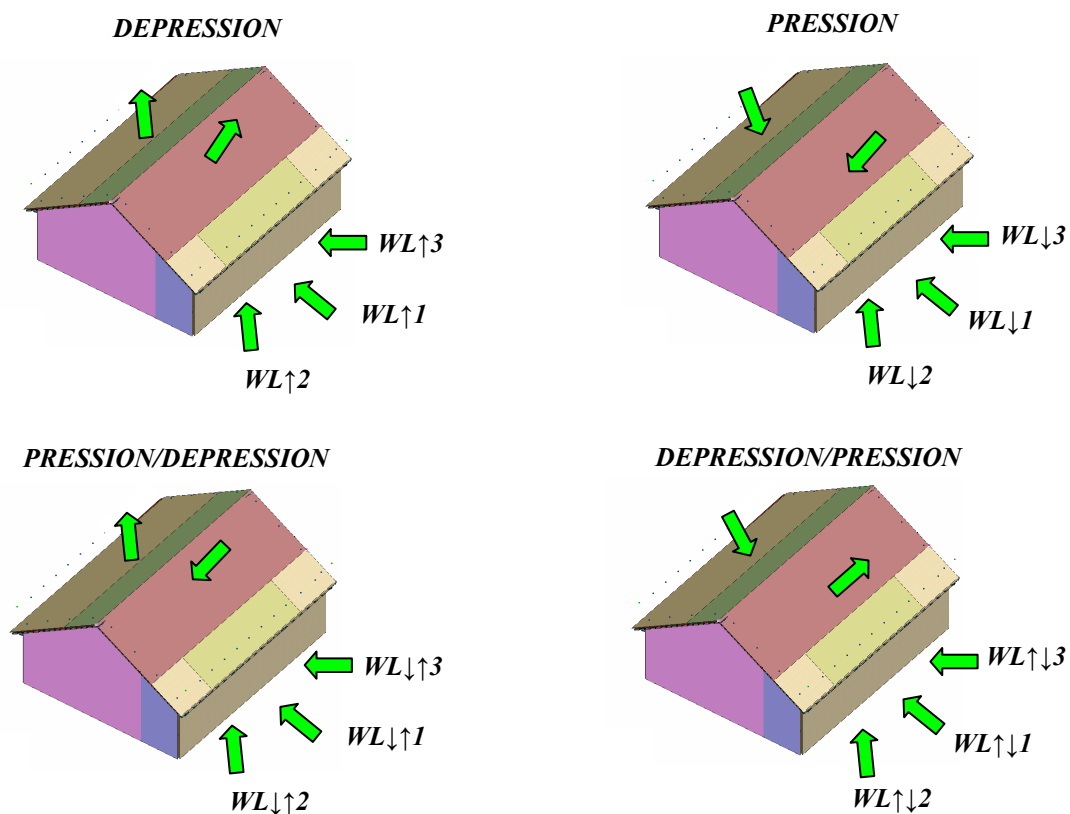
Figure 1-7 : Aires, dimensions et surfaces remarquables pour le calcul de l'effet d'entraînement

Pour le projet M, $2 \times (31,5 + 64,1) < 4 \times (40 + 40)$ montre qu'il n'y a pas d'effet d'entraînement dans cette direction de vent et dans la direction perpendiculaire au long pan de manière implicite. Dans le cas où l'effort existe, celui-ci doit se cumuler pour l'étude du contreventement, par exemple aux résultantes de vent produites par pression et dépression directes sur les parois.

d) Recensement des situations de vent sur l'ouvrage

Le projet M présente une enveloppe extérieure symétrique. Il est donc inutile d'analyser deux sens de vent par direction étudiée : un sens de vent perpendiculaire au long pan et un sens de vent perpendiculaire au pignon suffisent pour définir les charges. Les pentes de toiture étant relativement faibles, quatre cas de vent en toiture sont à examiner lorsque le vent souffle perpendiculairement au long pan. La toiture doit être considérée globalement tour à tour en dépression et en pression sur ses pans de toiture. Lorsque le vent souffle perpendiculairement au pignon, une seule situation de dépression en toiture existe. Le fait d'avoir une enveloppe extérieure symétrique ne confère pas à la structure des propriétés de rigidité ou de résistance symétriques. En effet, les dispositions des ouvertures et des éléments apportant la rigidité en contreventement dans les parois ne sont que très rarement symétriques (deux situations de vent oblique par direction sont à considérer). En résumé, 15 situations de vent sont a priori à retenir pour déterminer les efforts de vent les plus défavorables dans les parois (**Figure 1-8**). Lors d'une vérification du contreventement prenant en compte le sens de sollicitation des parois, le nombre de situations se trouve doublé. L'analyse de la structure et en particulier la position de son centre de raideur, ainsi que l'expérience du projeteur, permettent de réduire de façon significative ce nombre de situations défini de manière systématique.

SITUATIONS DE LONG PAN



SITUATIONS DE PIGNON

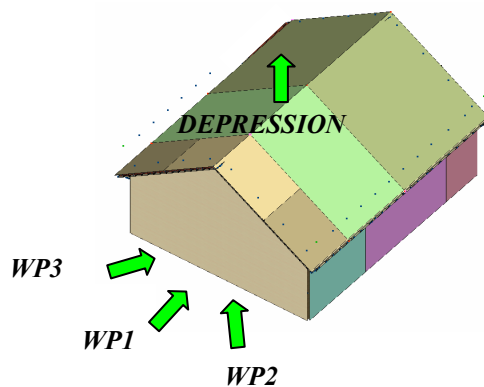


Figure 1-8 : Situations de vent en pignon et long pan à étudier pour vérifier le contreventement lorsque le sens de sollicitation des parois n'est pas considéré

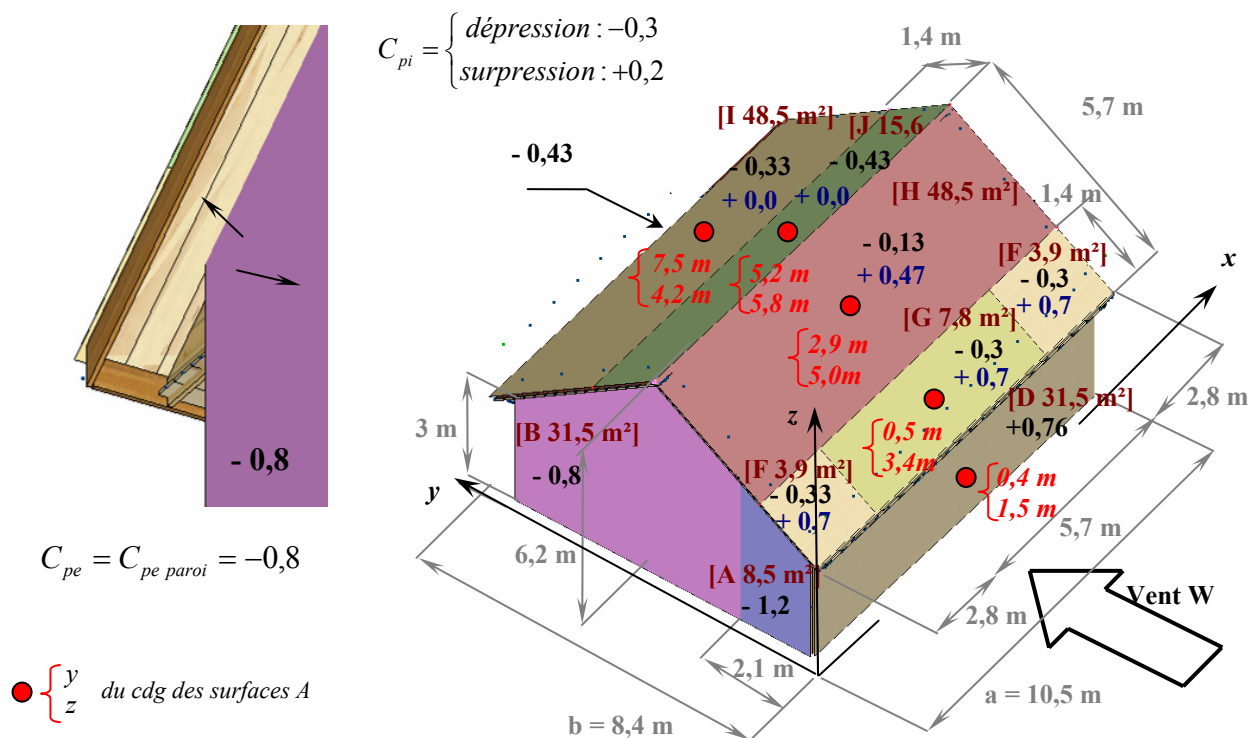


Figure 1-9 : Cas de charge de vent WL (Coefficients de pression C_{pe} en effet d'ensemble pour une toiture à deux versants symétriques lorsque le vent est perpendiculaire au long pan)

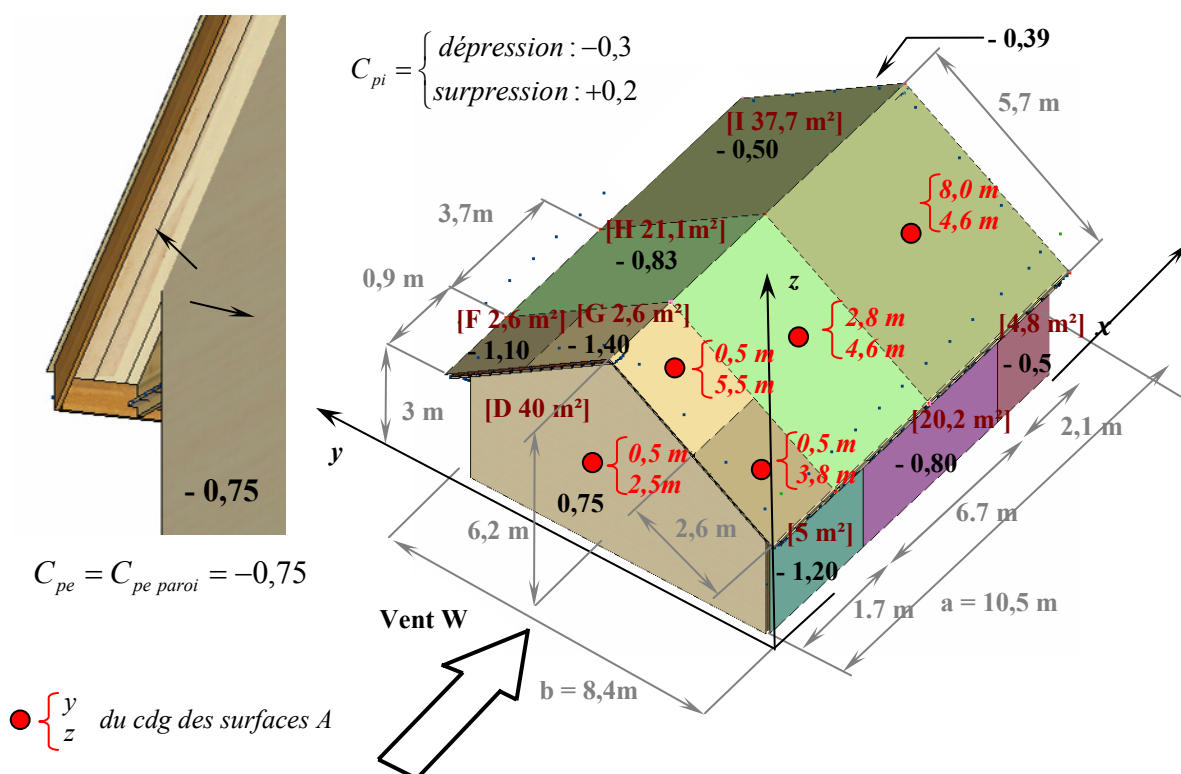


Figure 1-10 : Cas de charge de vent WP (Coefficients de pression C_{pe} en effet d'ensemble pour une toiture à deux versants symétriques lorsque le vent est perpendiculaire au pignon)

1.2 Combinaisons d'actions

Les actions présentées et déterminées dans la partie précédente se produisent rarement de manière singulière sur la structure. Ces actions engendrent les effets les plus défavorables sur les ouvrages lorsqu'elles agissent avec une certaine simultanéité. Il est donc essentiel de les combiner de différentes façons réalistes, guidé par la statistique, afin de cerner l'ensemble des situations les plus défavorables qui peuvent se produire au cours de la vie de l'ouvrage.

L'approche des Eurocodes, et plus généralement celle des états limites, consiste à définir des situations précises où l'ouvrage peut perdre de la « valeur ». Les risques consentis vis-à-vis de chacune de ces situations particulières ne sont pas les mêmes suivant qu'elles engendrent des risques matériels ou des risques vis-à-vis de la sécurité des personnes. Les Eurocodes distinguent deux grands types de situations à risques :

- les états limites ultimes ELU,
- les états limites de service ELS.

Les différentes combinaisons s'établissent pour chaque état limite en prenant en compte des coefficients partiels de sécurité liés à la nature des actions en présence et à l'état limite à vérifier. Le **Tableau 1-1** définit les coefficients d'accompagnement ou de combinaison de ces actions lorsqu'elles agissent de manière simultanée.

- ψ_0 désigne la part d'une action à prendre en compte lorsque celle-ci n'est pas retenue comme charge principale dans la combinaison,
- ψ_1 établit la part de l'action qui agit de manière « fréquente » sur la structure,
- ψ_2 établit la part de l'action qui agit de manière « quasi-permanente » sur la structure.

Actions	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments (EN 1991- 1.1)			
Catégorie A: habitations, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunions	0,7	0,7	0,6
Charges dues à la neige sur les bâtiments (EN 1991- 1.3)			
Pour une altitude $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
Pour une altitude $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (EN 1991- 1.4)			
	0,6	0,2	0,0

Tableau 1-1 : Valeurs recommandées des coefficients ψ pour les habitations courantes

1.2.1 Combinaisons aux Etats Limites Ultimes (ELU)

De manière générale, cet état limite se subdivise en deux états limites. Dans un premier temps, il permet de vérifier l'ossature bois en termes de résistance dans les situations qualifiées de normales, accidentelles et sismiques. Cet état limite s'appelle ELU STR. Par exemple, la résistance et la stabilité des parois aux efforts verticaux, la résistance des parois au contreventement, le dimensionnement des assemblages et des fixations doivent supporter les sollicitations combinées par cet état limite.

Dans un second temps, il permet de vérifier l'équilibre général de la construction dans les situations qualifiées de normales, accidentelles et sismiques. Cet état limite s'appelle ELU EQUI. La vérification du déséquilibre apporté par un porte-à-faux ou le renversement dû aux efforts de vent sont à vérifier dans cet état limite.

1.2.1.1 Vérification de la résistance (STR) en situation normale

La forme générale des combinaisons STR en situation normale est de la forme :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les coefficients $\gamma_{G,j}$, $\gamma_{Q,i}$ sont donnés dans le **Tableau 1-2**.

Coefficients γ	Résistance de la structure (STR)	
	actions défavorables	actions favorables
$\gamma_{G,j}$	1,35	1,0
$\gamma_{Q,1}$	1,5	0
$\gamma_{Q,i}$	1,5	0

Tableau 1-2 : Valeurs des coefficients partiels de sécurité γ_F sur les charges (STR)

Le nombre d'actions variables sur la structure conduit en général à déterminer de façon systématique un nombre a priori important de combinaisons ayant une possibilité d'occurrence. En effet, tour à tour, chaque charge variable doit être considérée comme charge de base et les autres en accompagnement. Comparer pour ne retenir d'emblée que les combinaisons les plus défavorables nécessite en général une certaine expertise et dépend fortement de la nature du projet. Néanmoins, un certain nombre de combinaisons peut être éliminé en se basant sur une analyse logique. Sur l'exemple basique du projet M, des réflexions de base peuvent être introduites pour permettre une extrapolation vers des projets plus complexes.

L'ensemble des combinaisons servant à la vérification de l'ossature bois en terme d'ELU STR en situation normale se partage en deux familles principales :

- 1^{ère} famille : vérification de la résistance au cisaillement des parois, traction et arrachement des montants, ancrages des panneaux...
- 2^e famille : vérification de la résistance en compression des montants, assemblage bois montants traverses...

a) Analyse liée à la première famille

La vérification au cisaillement des parois dans l'Eurocode 5 dépend du chargement vertical des parois (Méthode B qui sera développée ultérieurement dans le document). La résistance de la paroi croît avec la charge qui lui est appliquée. Moins la structure se trouve chargée, plus une charge horizontale peut produire un effet défavorable. Cette remarque est également vraie pour les montants et les ancrages. Une charge horizontale produit dans une partie des montants de l'ossature une charge de traction qui est d'autant plus importante que les charges verticales sur la structure sont faibles. Afin d'obtenir ce cas de chargement, les charges sur la structure doivent être les plus faibles possibles, ce qui implique pour la combinaison qu'elles doivent être limitées en nombre et considérées comme favorables : uniquement les charges permanentes $G_{k,j}$ sont à considérer avec $\gamma_{G,j}$ pris égal

à 1. La charge d'exploitation sera forcément une charge de vent pour produire un effort horizontal maximal, γ_Q est pris égal à 1,5. La combinaison sur la **Figure 1-11** s'écrit alors :

$$Ed_1 = 1 \cdot \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + 1,5 \cdot W_k \quad (k_{\text{mod}} = 1,1)$$

Figure 1-11 : Combinaisons de la charge permanente et du vent

Cette combinaison engendre en fait 15 combinaisons, puisque 15 situations de vent ont été recensées. Dans le cadre de l'utilisation de la méthode B et même de la méthode A de l'Eurocode 5, il est difficile d'en retirer certaines a priori, car la vérification des éléments va dépendre de la descente de charges verticales sur chacun des

murs. La charge de plus courte durée de la combinaison est le vent pour lequel, en classe de service 1 et 2, k_{mod} vaut 1,1 pour la plupart des matériaux qui compose l'ossature (k_{mod} introduit la variation de la résistance caractéristique en fonction de la durée de chargement).

b) Analyse liée à la deuxième famille

L'objectif des combinaisons de cette deuxième catégorie est de produire dans la structure des efforts verticaux qui soient les plus importants possibles. L'aspect défavorable des charges permanentes est alors à considérer, γ_G est pris égal à 1,35. Les charges variables sont considérées pour produire l'effet le plus défavorable sur la structure lorsqu'elles agissent de façon simultanée. L'action des charges variables étant toutes défavorables, les $\gamma_{Q,i}$ sont tous à prendre égaux à 1,5. En considérant à tour de rôle, chaque charge variable comme charge de base, il vient sur la **Figure 1-12** :

$$Ed_2 = 1,35 \cdot \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 1,5 \cdot S_n + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q_k \quad (k_{\text{mod}} = 0,9)$$

$$Ed_3 = 1,35 \cdot \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 1,5 \cdot Q_k + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S_n \quad (k_{\text{mod}} = 0,9)$$

$$Ed_4 = 1,35 \cdot \sum_{j=1}^n G_{k,j} \quad (k_{\text{mod}} = 0,6)$$

Figure 1-12 : Combinaisons de la charge permanente, de la charge de neige et de la charge d'exploitation

Du fait du coefficient k_{mod} , la dernière combinaison n'associant aucune charge variable est quand même à prendre en compte. Cette combinaison peut être dimensionnante dans certains projets où les charges permanentes sont très importantes. Dans le cadre du projet M, deux cas de neige ont été établis. Les combinaisons Ed_2 et Ed_3 engendrent a priori 4 combinaisons. En termes de chargement, le CAS I de neige apporte plus de charges que le CAS II. Ces trois combinaisons n'engendreront a priori que trois combinaisons en définitive. Parmi ces trois combinaisons, le vent n'a pas été considéré tout d'abord comme charge de base, mais également comme charge d'accompagnement. En effet, étant la charge de plus courte durée de l'ensemble des sollicitations c'est lui qui fixe la valeur de k_{mod} la plus favorable au calcul. Il devient alors nécessaire, pour associer le vent aux autres charges, de produire les combinaisons présentées sur la **Figure 1-13** :

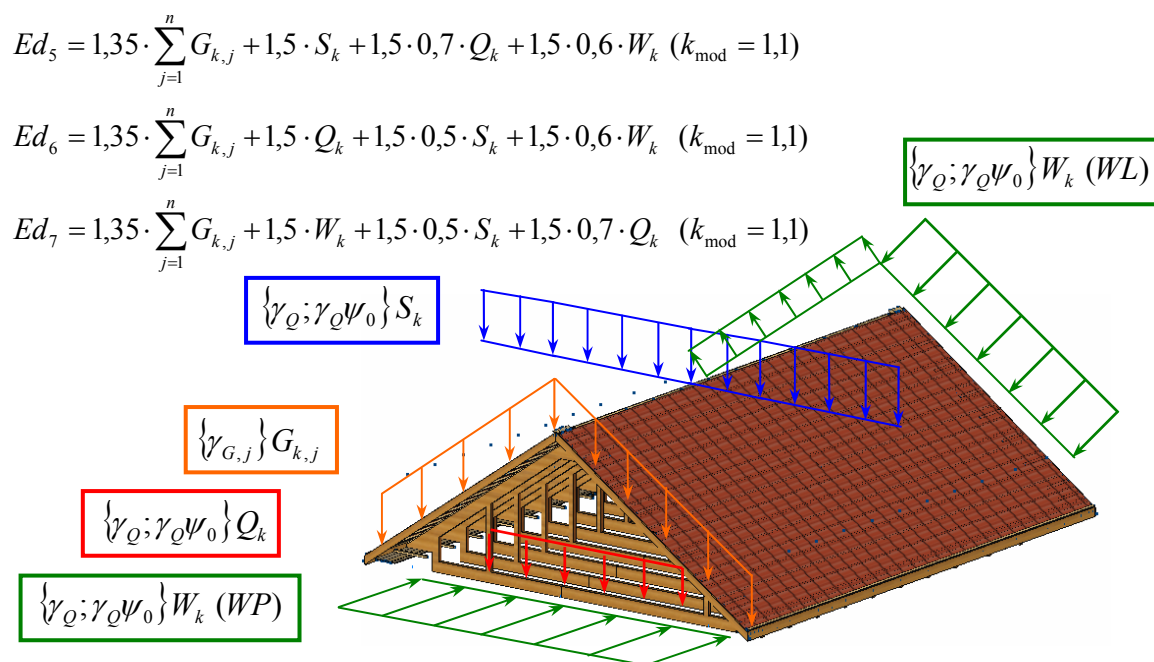


Figure 1-13 : Combinaisons des charges permanentes, de neige, d'exploitation et de vent.

Chaque combinaison introduit a priori deux cas de neige et 15 cas de vent. Lorsque le vent agit perpendiculairement au long pan, les cas WL qui produisent un soulèvement de la toiture sont favorables. Ces cas sont forcément moins défavorables que les cas WL qui engendrent une pression. Ces cas ne sont donc pas à considérer. Le nombre de combinaison se réduit alors. Au regard des combinaisons de la première catégorie qui se révéleront les plus défavorables pour le contreventement (orientation du vent par rapport aux parois), il est fort probable que certaines combinaisons pourront sans calcul être supprimées. Ces combinaisons associant le vent peuvent conduire à des chargements en compression sur les montants qui soient dimensionnants.

1.2.1.2 Vérification de la résistance (STR) en situation accidentelle et sismique

La forme générale des combinaisons STR en situation accidentelle est la suivante :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Les actions accidentelles principalement rencontrées sur les structures à ossature bois sont généralement la neige S_{Ad} et le feu. D'autres charges accidentelles peuvent exister, elles sont souvent intimement liées à la nature de projets particuliers. Par exemple, une porte à fermeture automatique d'un bâtiment industriel peut rester ouverte en cas d'orage par coupure de l'électricité. L'état des pressions créé par le vent avec la porte restée ouverte peut être considéré comme une situation accidentelle.

Dans le cadre du projet M, la seule charge accidentelle présente est la neige, la situation d'incendie ne produit pas de charge accidentelle spécifique. Le coefficient ψ_2 pour les charges de vent est égal à 0. La situation accidentelle ne peut donc engendrer que des charges verticales qui peuvent être rendues maximales en considérant la présence de l'unique charge variable restante qui est la charge d'exploitation.

$$Ed_8 = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + S_x + 0,3 \cdot Q_k (k_{\text{mod}} = 1,1)$$

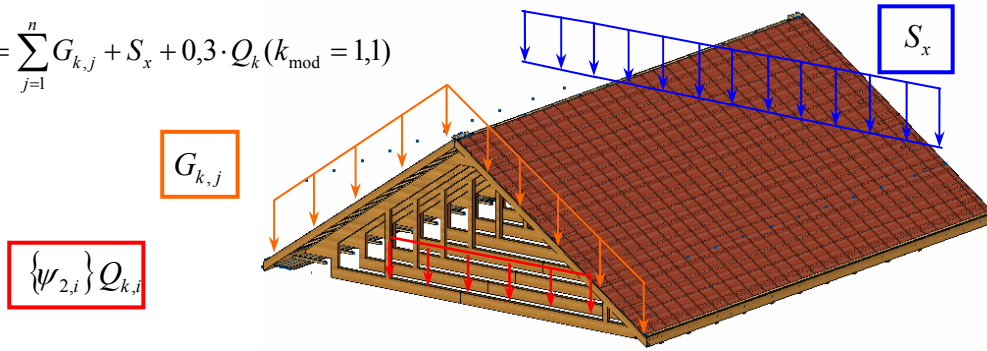


Figure 1-14 : Combinaisons des charges permanentes, de neige exceptionnelle, et d'exploitation

Le coefficient d'accompagnement $\psi_{2,1}$ attribué à la charge d'exploitation vaut 0,3. Il n'existe donc qu'une combinaison avec une charge accidentelle comme il est présenté sur la **Figure 1-14**. Deux charges de neige accidentelles ont été déterminées. La forme de la toiture ne présentant pas d'accident particulier, le CAS I conduit au chargement le plus défavorable.

En situation d'incendie, tour à tour la charge de neige normale, le vent et la charge d'exploitation doivent être considérés à leur niveau de charge « fréquente » $\psi_{1,1}$. A l'altitude de 300 m, les coefficients de charge quasi-permanentes $\psi_{2,1}$ sont nuls pour la neige et le vent. De la combinaison fondamentale accidentelle, les trois combinaisons suivantes peuvent être utiles :

$$Ed_9 = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 0,2 \cdot S_n + 0,3 \cdot Q_k (k_{\text{mod}} = 1,1)$$

$$Ed_{10} = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 0,5 \cdot Q_k (k_{\text{mod}} = 1,1)$$

$$Ed_{11} = \sum_{j=1}^n G_{k,j} + 0,2 \cdot W_k + 0,3 \cdot Q_k (k_{\text{mod}} = 1,1)$$

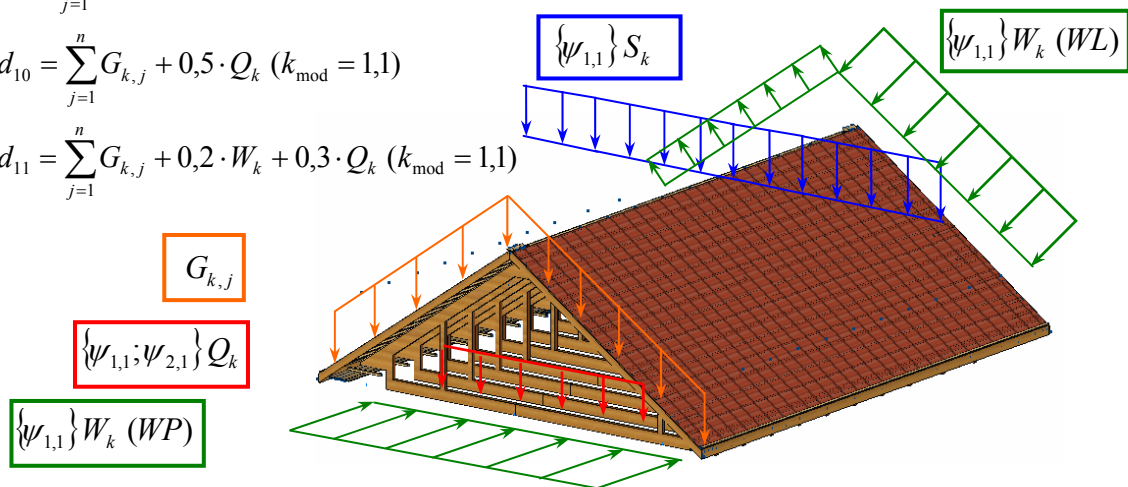


Figure 1-15 : Combinaisons accidentelles des charges permanentes, de neige normale, d'exploitation et de vent

La forme générale des combinaisons STR en situation sismique est de la forme :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les charges sismiques A_{Ed} peuvent se combiner avec les charges d'exploitation mais également avec les charges de neige. A l'altitude du projet M, seule la charge d'exploitation a une action quasi permanente sur la structure ($\psi_{2,1} = 0,3$). En situation sismique, il ne reste qu'une seule combinaison comme le montre la **Figure 1-16**.

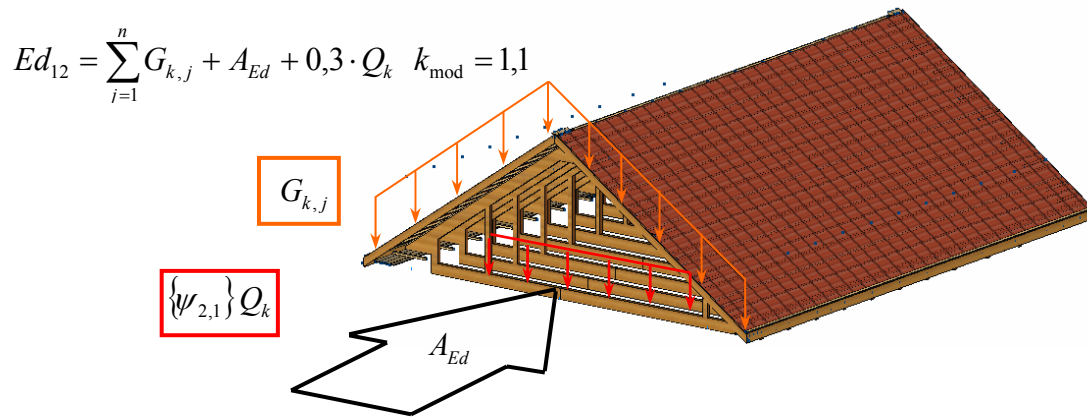


Figure 1-16 : Combinaisons accidentelles des charges permanentes, d'exploitation et sismique

1.2.1.3 Vérification de l'équilibre (EQU) en situation normale

La forme générale de la combinaison servant à vérifier l'équilibre de la structure (EQU) en situation normale est de la même forme que celle de l'ELU (STR):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les coefficients $\gamma_{G,j}$, $\gamma_{Q,i}$ donnés dans le **Tableau 1-3** sont cependant différents de l'ELU STR ainsi que la manière de vérifier l'état limite.

Coefficients γ_i	Equilibre de la structure (EQU)	
	Actions défavorables	Actions favorables
$\gamma_{G,j}$	1,10	0,9
$\gamma_{Q,1}$	1,5	0
$\gamma_{Q,i}$	1,5	0

Tableau 1-3 : Valeurs des coefficients $\gamma_{F,i}$ (EQU)

Lorsque la stabilité d'une construction est étudiée, il est nécessaire de définir tout d'abord quelle est ou quelles sont les situations possibles de perte d'équilibre de l'ouvrage. Une fois les situations clairement définies, un bilan des actions favorables et défavorables sur chaque situation peut être ensuite établi. Les équations d'équilibre peuvent alors être écrites en affectant à chaque action le coefficient partiel de sécurité suivant son caractère favorable ou défavorable. Dans le cadre du projet M, ni la charge d'exploitation, ni les charges de neige n'engendrent de situation d'instabilité. Seules les situations de vent sont susceptibles de produire un renversement, un soulèvement ou un glissement de la structure. Dans les situations où le vent agit, les charges de neige et d'exploitation sont favorables à la stabilité, leurs coefficients partiels de sécurité γ_Q sont pris égaux à 0.

Il ne reste donc plus qu'une combinaison :

$$Ed_{13} = 0,9 \sum_{j \geq 1}^n G_{k,j} + 1,5 \cdot W_k$$

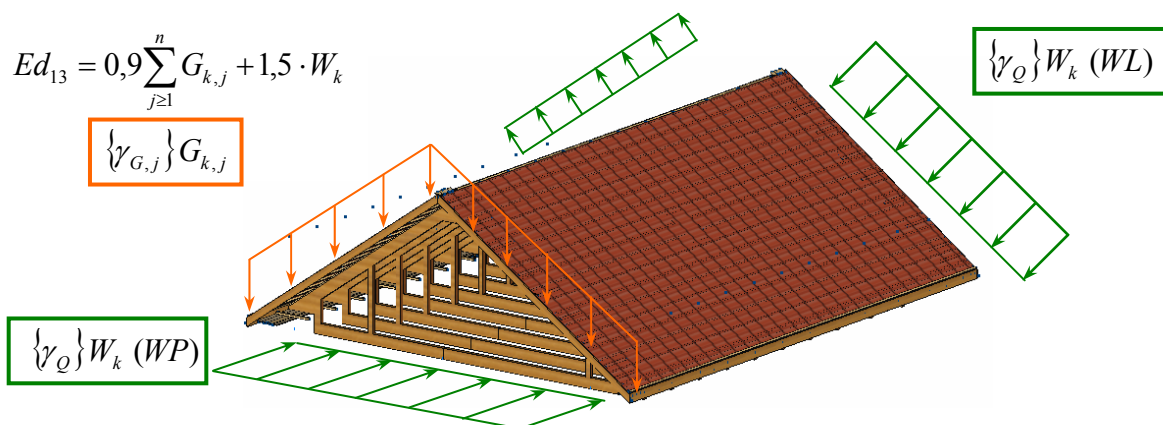


Figure 1-17 : Combinaisons d'équilibre associant des charges permanentes et du vent

1.2.1.4 Vérification de l'équilibre (EQU) en situation accidentelle et sismique

Les commentaires de la vérification en situation normale de l'équilibre restent les mêmes pour la situation accidentelle.

La forme générale des combinaisons EQU en situation accidentelle est de la forme :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Pour le projet M, il n'existe pas d'action accidentelle susceptible de provoquer le renversement ou une instabilité de l'ouvrage. Par conséquent, les combinaisons engendrées par cette forme générale de combinaison ne peuvent pas avoir un effet plus défavorable que celles créées par les situations normales ($\psi_{2,1} = 0$ pour le vent). La forme générale des combinaisons EQU en situation sismique est de la forme :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Pour le projet M, la perte d'équilibre ne peut se produire que lorsque les effets des charges sismiques exercent des efforts principalement horizontaux sur la structure. La charge d'exploitation, qui est la seule charge variable pouvant être présente sur la structure, est favorable à la stabilité. En termes de combinaison sismique, il ne demeure qu'une combinaison sur la **Figure 1-18**.

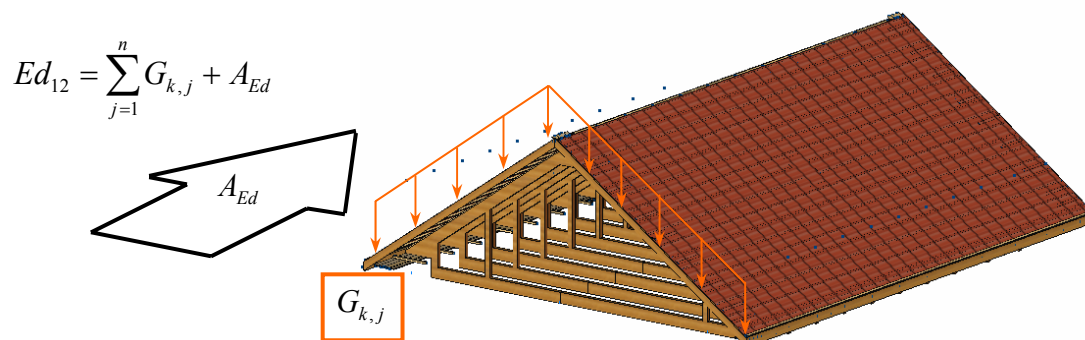


Figure 1-18 : Combinaisons d'équilibre associant des charges permanentes et sismiques

1.2.2 Combinaisons aux États Limites de Services (ELS)

L'étude de l'ossature bois en terme d'ELS consiste principalement à limiter les déplacements horizontaux de la structure sous l'effet des charges horizontales. Le vent est, dans la majeure partie des cas, la seule charge horizontale pouvant conduire à des déformations significatives et préjudiciables. Ces effets sont instantanés et n'entraînent pas de déformation différée dans le temps. La détermination de la raideur de l'ossature, ainsi que la répartition des efforts à l'intérieur de la structure, sont les principales difficultés de cette vérification.

La vérification des structures aux ELS nécessite de déterminer l'effet de la combinaison des actions à plus ou moins long terme. Pour les ossatures bois deux formes de combinaison générale sont à retenir.

La combinaison caractéristique ou rare qui permet d'établir l'action combinée instantanée des actions :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

La combinaison quasi-permanente qui permet d'établir la combinaison des actions qui ont une action peu variable durant toute la durée de vie de l'ouvrage.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les valeurs des coefficients $\psi_{0,i}$ et $\psi_{2,i}$ sont données dans le **Tableau 1-1**.

Dans le cadre de l'étude du contreventement du projet M, les charges de poids propre n'entraînent pas de déplacements horizontaux, le vent n'introduit pas d'effet à long terme, la seule combinaison à retenir est celle présentée sur la **Figure 1-19** :

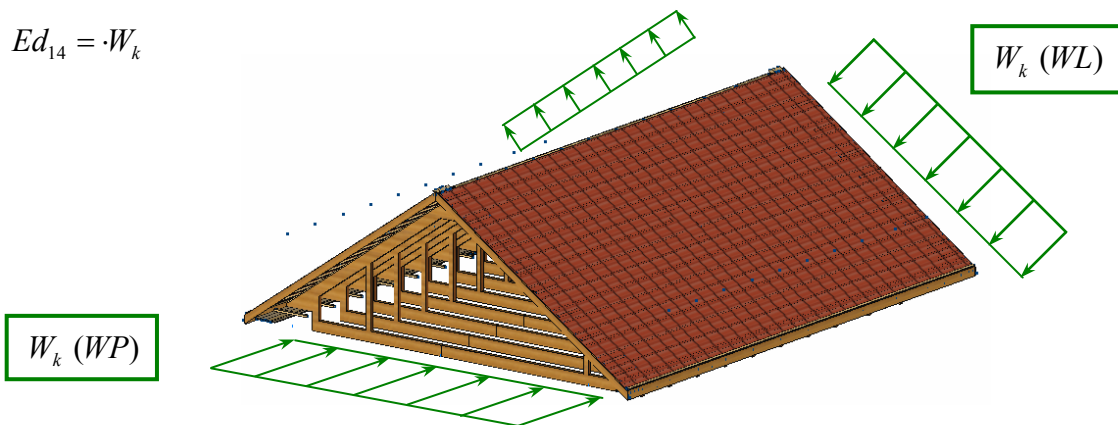


Figure 1-19 : Combinaison rare composée uniquement du vent

Les déplacements verticaux des éléments tels que les poutres et les linteaux se traitent de manière classique ce qui ne nécessite pas ici une attention particulière dans l'étude des combinaisons générales sur la structure.

1.3 Descente de charges sur la structure

Les deux paragraphes précédents se sont attachés à définir les différentes charges qui agissent sur les structures à ossature bois et à indiquer la manière de les combiner, afin de cerner l'ensemble des situations qui s'avèrent être les plus défavorables en termes de dimensionnement pour la structure. La phase suivante consiste à déterminer les sollicitations sur chacun des éléments de la structure qui nécessitent une vérification.

Vue dans son ensemble, une construction à ossature bois constitue une enveloppe relativement monolithique dans laquelle il apparaît peu évident, a priori, de percevoir la circulation des efforts. En effet, contrairement à une structure triangulée de type ferme par exemple, où les éléments tendus, comprimés et fléchis sont assez facilement identifiables, la composition des parois par des panneaux juxtaposés comprenant peu d'ouvertures est un peu plus délicate. Ce chapitre va s'attacher à montrer comment les charges que supporte la structure circulent dans l'ossature. Cette analyse est généralement appelée descente de charges.

La majorité des études d'ouvrages courants se ramène à conduire une analyse d'un point de vue statique : les effets dynamiques du vent ou même de séismes se traduisent généralement par des charges statiques équivalentes

lorsque la fréquence propre des éléments reste relativement élevée. Quel que soit le chargement appliqué sur la structure, l'équilibre des efforts doit être assuré sur chaque élément. La structure de l'ouvrage peut alors être considérée comme une « machine à écouler les charges » : son rôle est de recevoir des charges à différents niveaux et de les transmettre jusqu'aux fondations de la structure. Cette idéalisation du fonctionnement de l'ouvrage conduit à distinguer dans l'analyse de la structure les deux composantes principales des efforts appliqués :

- **les efforts verticaux**, c'est-à-dire ceux qui sont dirigés dans la direction donnée par la gravité,
- **les efforts horizontaux**, c'est-à-dire ceux dirigés orthogonalement à la direction donnée par la gravité.

Cette distinction ne veut cependant pas dire que les efforts verticaux appliqués à la structure n'engendrent pas d'efforts horizontaux ou le contraire. Il faudra veiller en particulier, lors de la vérification des éléments isolés, à la combinaison de l'action de ces charges.

1.3.1 Cheminement des efforts verticaux

1.3.1.1 En tête de parois

Cette analyse de la descente de charges des efforts verticaux dans la structure commence chronologiquement par l'étude de la toiture. Sur les ouvrages en ossature bois, ce sont fréquemment des charpentes industrialisées ou des charpentes traditionnelles (comprenant parfois quelques éléments en bois lamellé-collé ou LVL) qui sont rencontrées. Le dimensionnement de ces parties d'ouvrages ne fait pas l'objet de ce guide mais s'avère essentiel pour la suite du dimensionnement de l'ossature bois. En effet, la charpente va reporter des charges sur les parois. La nature de ces charges et leur intensité sont prépondérantes pour la vérification des parois. Le dimensionnement des charpentes s'effectue maintenant généralement à l'aide de logiciels de calculs. Le projeteur devra veiller à récupérer les réactions d'appuis du modèle de la charpente, ceci pour chaque cas de charge (vent, neige, poids propre, etc.) à la fin de sa vérification.

Dans le schéma d'analyse du contreventement de la structure qui va être présenté dans ce document, seule la composante verticale des réactions doit être retenue à ce stade en tête des parois. La distribution des charges horizontales dans la structure dépendant de la rigidité du complexe formé par les parois de l'ossature, les efforts horizontaux seront introduits par leur résultante et distribués suivant la raideur des parois par le calcul.

Il est cependant intéressant de faire un aparté pour les charges engendrées par le vent. En effet, le vent est une action qui produit principalement une pression normale aux parois sur lesquelles il s'applique. Lorsque son action est décomposée en faisant apparaître les maîtres couples dans la direction verticale et horizontale de l'ouvrage, il est possible de mettre en évidence que :

- la composante verticale du vent $F_w \uparrow \downarrow$ engendre sur les parois des efforts verticaux,
- la composante horizontale du vent $F_w \rightarrow$ développe des efforts horizontaux sur la structure, mais aussi un moment $M_{Fw} \rightarrow$, du fait de son excentricité par rapport au niveau du plancher de l'étage. Ce moment produit alors également des efforts verticaux sur les parois qu'il ne faut pas négliger (**Figure 1-20**). Le calcul de la charpente permet de prendre naturellement en compte cet effet de moment.

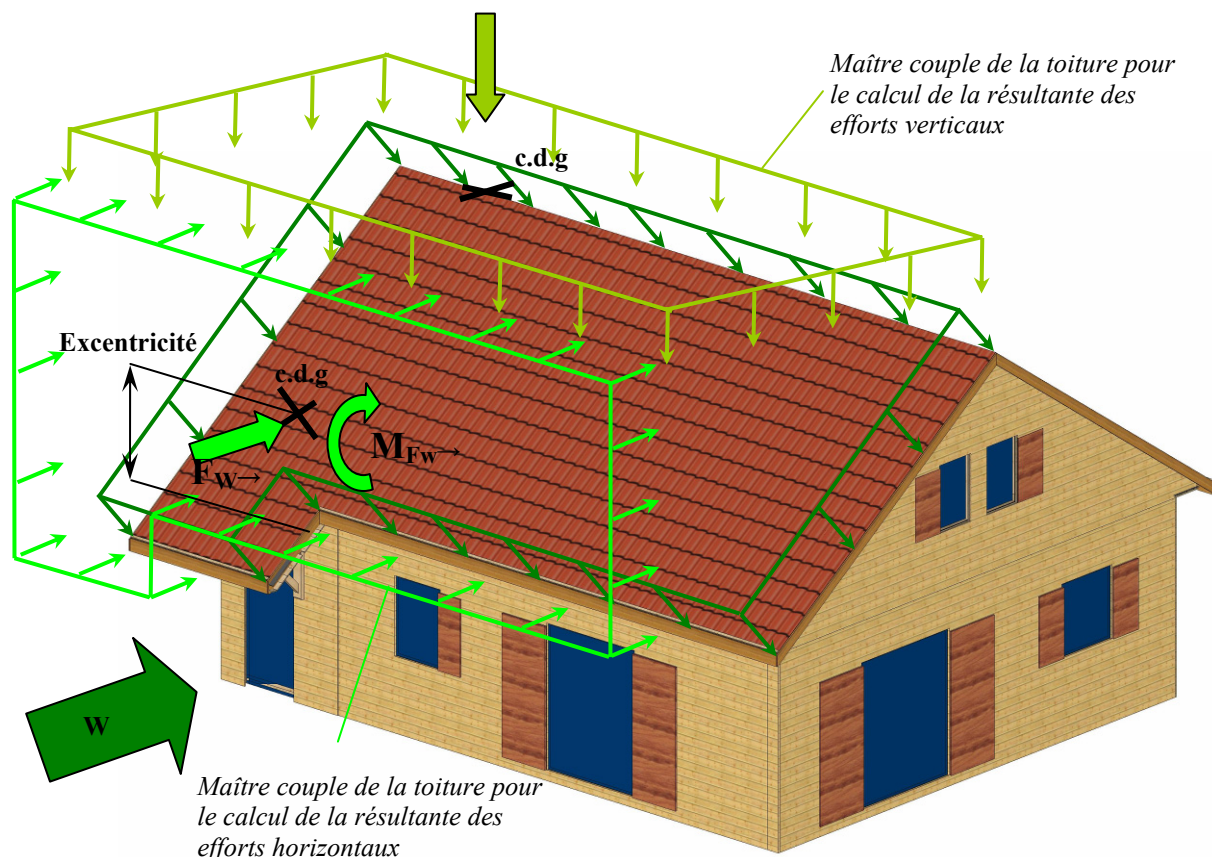


Figure 1-20 : Décomposition de l'action du vent sur le pan d'une toiture

L'apparition du moment dû à la charge horizontale sur la toiture se retrouve également lorsque le bilan des charges se fait à chaque niveau des constructions à étages. Ce point particulier sera développé plus largement au Chapitre 2 pour généraliser la méthode d'analyse des ossatures bois de type plate-forme abordée dans ce guide.

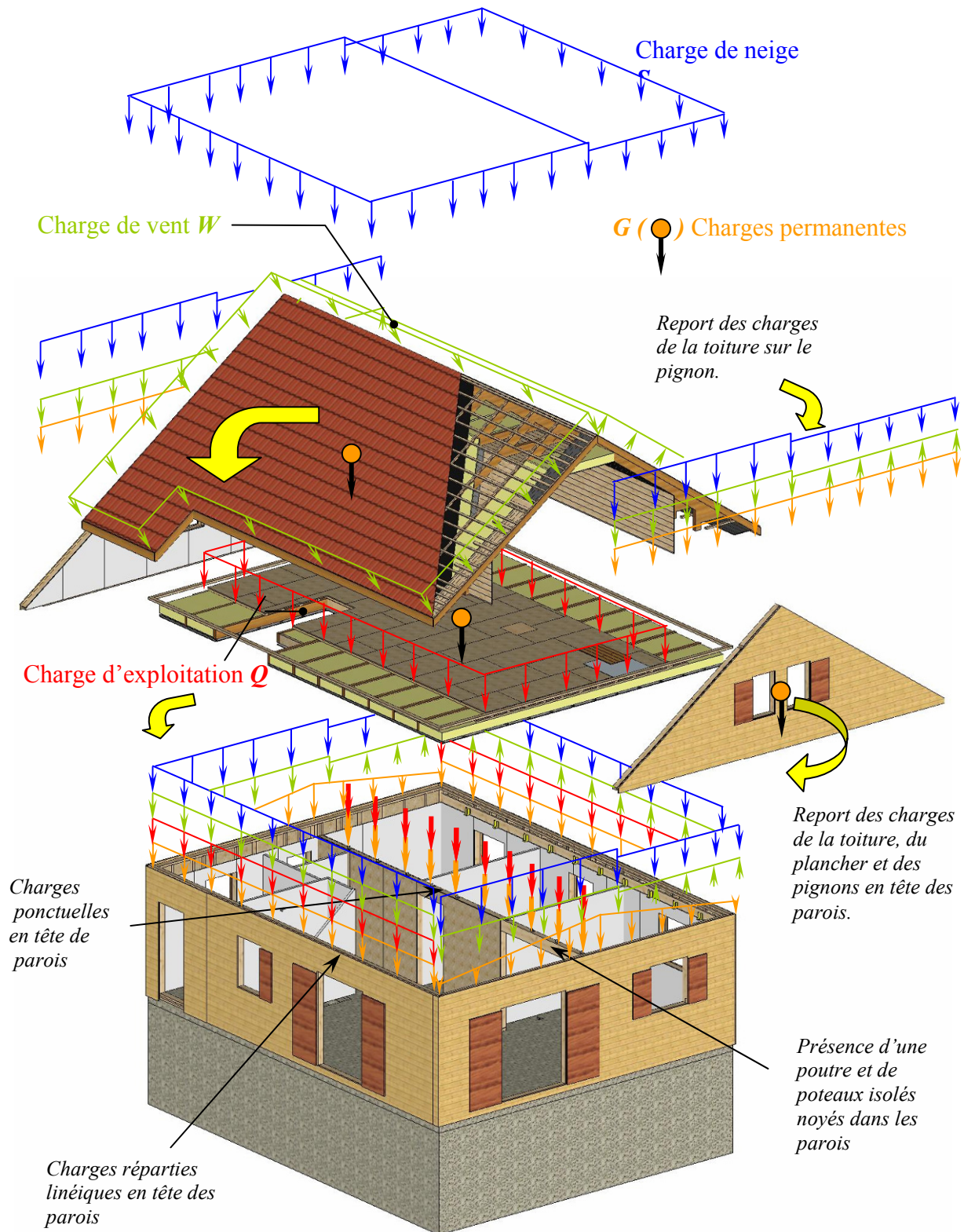


Figure 1-21 : Descente de charges verticales dans la structure du projet M et mise en évidence du cumul des charges en tête des murs qui réaliseront le contreventement de la structure

La **Figure 1-21** permet de visualiser le parcours et le cumul des charges qui se retrouvent en tête des parois de l'ossature : des charges de neige, de vent, d'exploitation et de poids propre sont présentes au niveau supérieur de l'étage. En fonction de la vérification qui sera effectuée, la combinaison d'actions adaptée permettra d'associer à bon escient ces différentes charges (**voir 1.2**). Suivant la rigidité de flexion des éléments transversaux disposés dans les parties supérieures des différents niveaux de la construction, ces charges se modélisent souvent

avantageusement comme des charges réparties. Les poutres de ceinture, plusieurs lisses superposées, la présence de poutres de reprise, linteaux ou de chevêtres peuvent jouer ce rôle d'éléments de répartition. En revanche, lorsque ces éléments sont absents ou que la rigidité de flexion de ces pièces s'avère trop faible, les charges doivent alors être considérées comme ponctuelles.

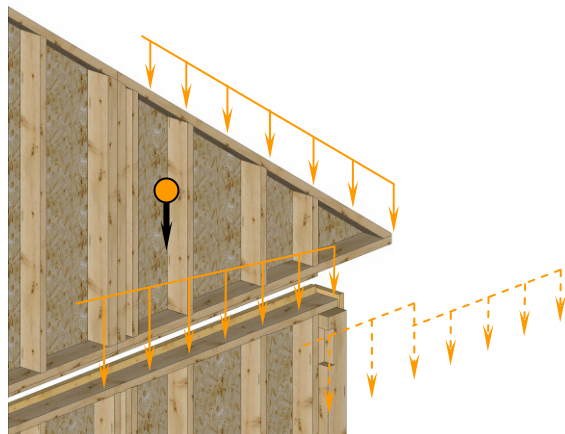


Figure 1-22 : Charge répartie en tête de paroi

La **Figure 1-22** présente une situation du projet M où la charge de toiture sur le pignon cumulée au poids propre de l'ossature du pignon se modélise par une charge répartie sur la paroi du niveau inférieur. Dans ces situations très fréquentes, montants, lisses et panneaux sont considérés former une ossature suffisamment rigide pour uniformiser la charge sur le niveau inférieur. La géométrie du pignon triangulaire conduit à une charge répartie de même nature. Cette répartition peut être avantageusement remplacée par une charge uniforme, par borne supérieure ou inférieure suivant la vérification, en effectuant un découpage au droit de chaque panneau de mur.

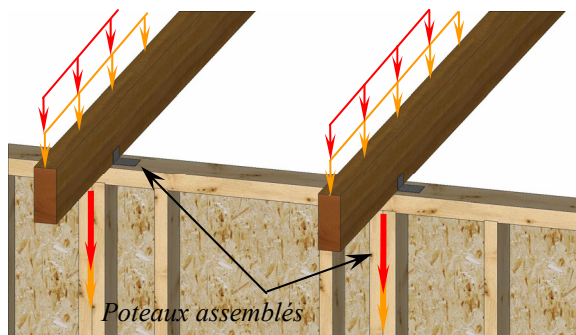


Figure 1-23 : Charges ponctuelles en tête de paroi

La **Figure 1-23** montre que les fermes de la charpente viennent s'appuyer en tête de la paroi intérieure du projet M. Des poteaux en bois massif assemblés noyés dans la paroi renforcent celle-ci au droit de chaque entrain. La rigidité de flexion de la lisse supérieure de la paroi étant faible devant la rigidité des poteaux assemblés, les charges apportées par les fermes doivent être considérées comme ponctuelles en tête de la paroi au droit de chaque entrain.

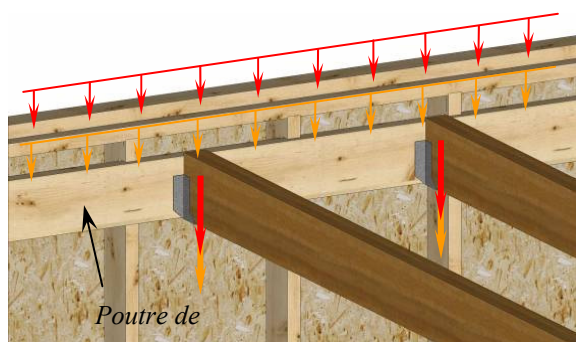


Figure 1-24 : Charges ponctuelles réparties par une poutre de reprise en tête de paroi

Les entrails des fermes du projet M s'appuient par l'intermédiaire de sabots sur une poutre de reprise intégrée dans les parois de long pan de la construction (**Figure 1-24**).

Cette poutre correctement dimensionnée redistribue cette charge sur l'ensemble des montants de l'ossature. Les charges ponctuelles peuvent être avantageusement modélisées comme une charge répartie en tête de paroi

Suivant la constitution des structures rencontrées, le chargement en tête des parois peut donc être composé de charges ponctuelles et réparties. L'ensemble de ces charges descend ensuite à travers l'ossature des parois pour atteindre, soit le niveau supérieur d'un étage inférieur, soit les fondations de l'ouvrage. En fin de dimensionnement, il est important de veiller à fournir une descente de charges aussi précise que possible pour le dimensionnement des maçonneries, en particulier si des charges ponctuelles d'intensité conséquente sont amenées au sol (poteau isolé par exemple).

1.3.1.2 Les poutres, les poteaux et les linteaux

A l'intérieur des constructions à ossature en bois, les poutres rencontrées sont très rarement soumises à des combinaisons d'efforts donnant naissance à des sollicitations composées telles que la flexion déviée ou flexion composée. Très souvent en flexion simple, la descente de charges (répartie ou ponctuelle) sur ces éléments est généralement triviale et ne présente pas de difficulté particulière. En revanche, il est fréquent que ces poutres soient composées d'éléments juxtaposés généralement assemblés mécaniquement. Supposées fonctionner comme des poutres homogènes (inertie globale égale à n fois l'inertie d'un élément unitaire), une attention particulière doit être portée lorsque les charges sont amenées de façon latérale aux poutres ou partiellement sur la largeur de ces dernières (**Figure 1-25**). En général, le clouage ou le vissage, qui sont les procédés d'assemblage les plus courants, doivent être étudiés pour éviter les désordres.

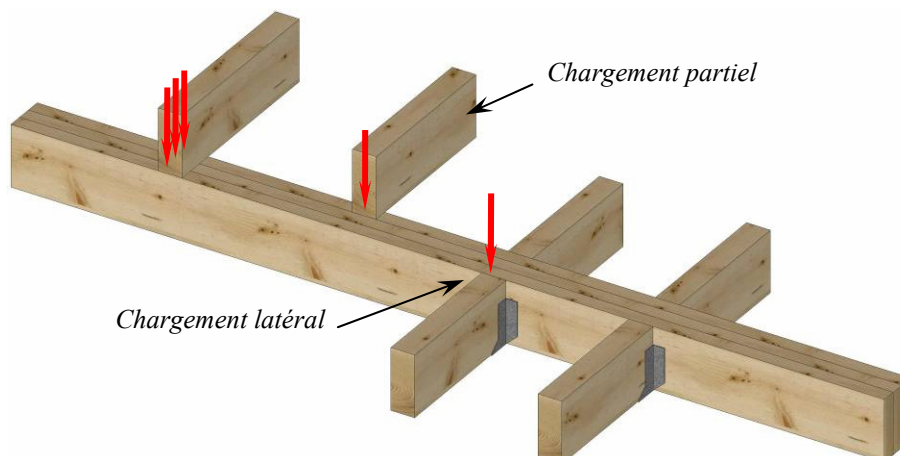


Figure 1-25 : Chargements des poutres assemblées

En ce qui concerne les poteaux, deux grandes familles se distinguent au sein des ossatures bois : les poteaux isolés généralement homogènes (bois massif, bois lamellé-collé, BMR, LVL ou acier) pour une question esthétique et de performance mécanique et les poteaux assemblés généralement dissimulés dans les parois. Tous ces éléments qui supportent dans leur très grande majorité exclusivement des charges verticales axées se distinguent des montants de l'ossature. En effet, les montants de l'ossature peuvent supporter de manière combinée des charges axiales et des charges latérales. La description du chargement spécifique de ces éléments est abordée de manière plus détaillée au point 1.3.2.3.

Le dimensionnement des poutres et poteaux homogènes ne présente pas de spécificité particulière étant donné la simplicité de leur chargement. Le lecteur intéressé peut se reporter aux autres manuels pour conduire les justifications adaptées. Seuls les éléments assemblés doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Le dernier type d'éléments sur lequel la descente de charge verticale revêt un caractère particulier est le linteau. Les linteaux fonctionnent comme des poutres très rigides. Ils sont placés dans les parois au-dessus des ouvertures, fenêtres, portes ou baies pour recevoir les charges verticales pouvant provenir de plusieurs étages et les renvoyer sur les poteaux très généralement assemblés et situés en tableau (**Figure 1-26**). En bois massif, lamellé collé, BMR ou LVL, ils peuvent être composés de pièces juxtaposées. Généralement insérés dans l'ossature, ils se trouvent chargés de manière quasi uniforme. Le clouage transversal, comme les poutres composées évoquées précédemment, n'est en général pas une nécessité mis à part le fait de faciliter le montage. La **Figure 1-26** présente des exemples de linteaux peu chargés. La rigidité de flexion de la lisse de l'ossature qui s'appuie sur le linteau est en général bien plus faible que celle du linteau, seul le linteau est donc sensé supporter les charges. Ils supportent donc, suivant les situations, une combinaison de charges ponctuelles ou réparties.

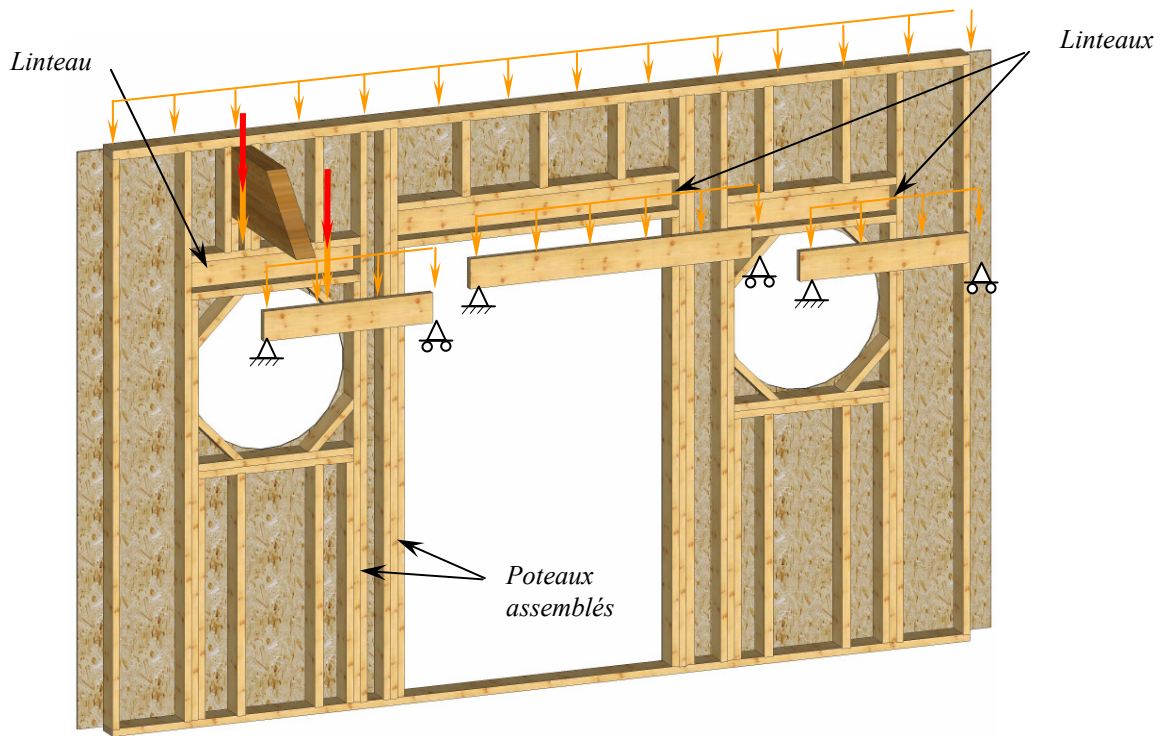


Figure 1-26 : Linteaux en bois massif recevant de faibles charges

La **Figure 1-26** présente un exemple de report de charges sur deux niveaux en présence de linteaux. Le linteau du comble reçoit des charges réparties provenant du chargement appliqué sur le pignon, mais surtout un chargement ponctuel amené par la panne faîtière. Ces charges sont ensuite conduites au niveau du plancher du comble par des poteaux assemblés. Bien qu'elles n'arrivent pas directement sur le linteau du rez-de-chaussée, il est préférable de les considérer comme traversantes. La rigidité de la ceinture est en générale insuffisante pour supporter ces charges. Des dispositions constructives doivent donc être prises pour assurer le passage des charges. Le linteau du rez-de-chaussée supporte alors ces chargements ponctuels, mais également les charges générées par le plancher. Suivant le sens de portée des solives, ces charges peuvent être plus ou moins importantes.

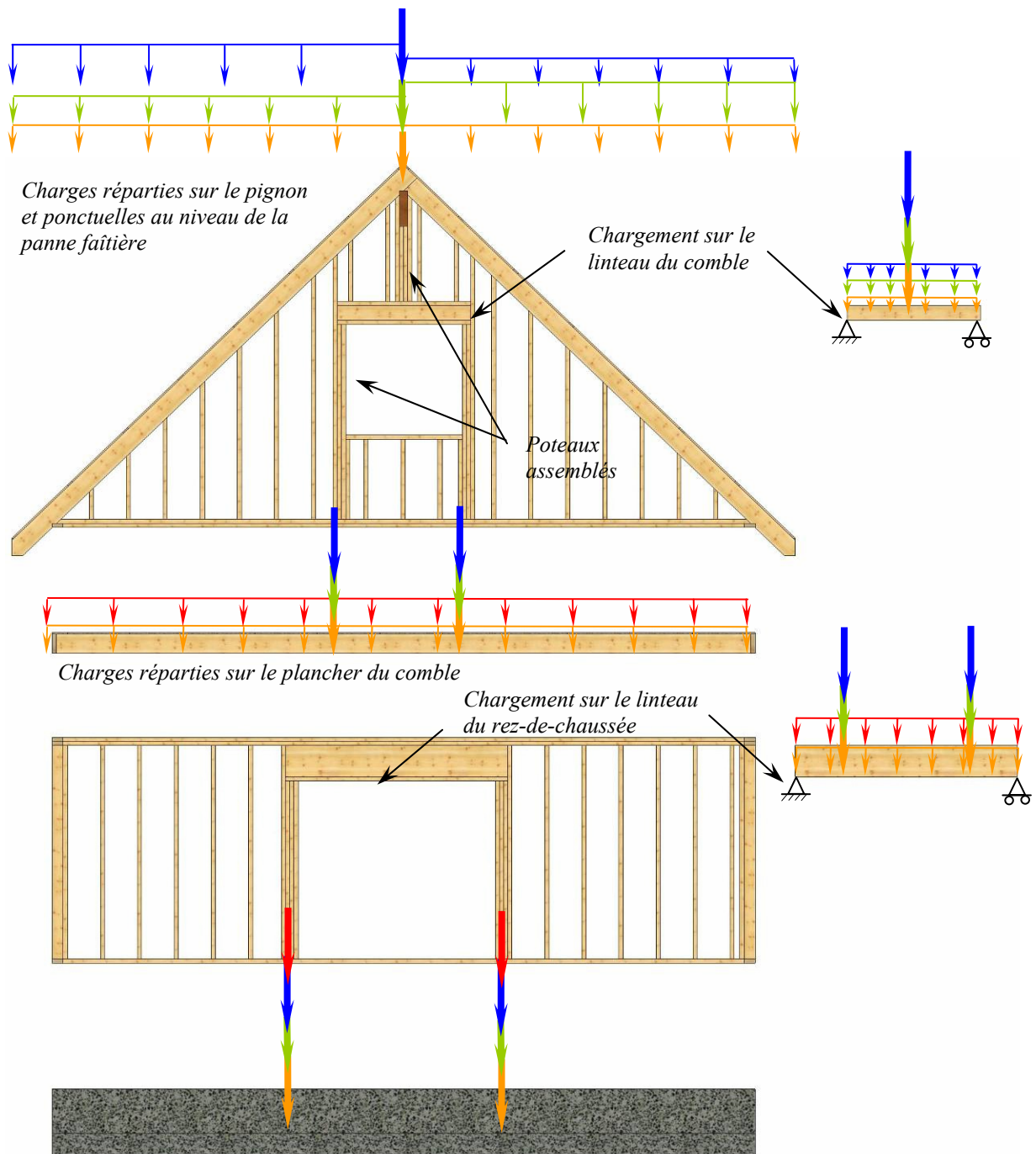


Figure 1-27 : Illustration de la descente de charges sur des linteaux superposés

Le cumul des charges étant relativement important au fur et à mesure de la descente de ces dernières dans la structure, les dimensions des surfaces de contact des éléments travaillant en compression transversale devront être vérifiées. Le nombre de montants assemblés pour former des poteaux peut parfois en dépendre.

1.3.2 Cheminement des efforts horizontaux

La majeure partie des structures en ossature bois sont basées sur le principe constructif dit de type plate-forme ou sur des évolutions techniques qui s'en approchent en termes de fonctionnement mécanique. Au-dessus de chaque niveau de la construction, un ensemble d'éléments constituant un « diaphragme » est interposé.

Ces différents diaphragmes permettent tout d'abord de lier la construction. Au niveau des étages, ces « dalles » bois jouent le rôle de plancher en supportant également des charges verticales. Composé généralement de panneaux, de solives et de ceintures, cet ensemble est souvent comparé en termes d'analogie mécanique à une sorte de poutre composite en I disposée à plat. En respectant les dispositions constructives d'usage et toutes proportions gardées, cet ensemble est souvent considéré avoir une rigidité très importante dans son plan. Le plancher raidit alors transversalement comme une nervure chacun des systèmes de murs qui constituent l'enveloppe de la structure. Il permet de limiter les déformations des parois en dehors de leur plan. La présence de trémie en bord de dalle oblige nécessairement à compenser ce rôle, en ajoutant généralement une poutre à plat en partie haute des murs. Ces diaphragmes participent ensuite de manière active au contreventement de la structure en assurant la distribution des sollicitations horizontales en tête de chacune des parois de l'enveloppe et des refends.

Lorsque dans le rôle du diaphragme, la reprise de charges verticales n'existe pas (comble non habitable par exemple) c'est la structure complète de la toiture et de son contreventement qui assure ce rôle. La rigidité de cette partie de structure s'avère souvent insuffisante. Elle est généralement complétée par des poutres au vent de type treillis placées dans la toiture au niveau de la lisse supérieure de chacune des parois. Ces poutres doivent forcément être rigidement fixées aux parois transversales adjacentes pour que leur rôle de nervure au niveau des parois de l'enveloppe soit effectif. Une rigidité globale équivalente à celle d'un plancher diaphragme décrit précédemment doit être recherchée pour cette partie de structure. Une solution alternative pour rigidifier la toiture consiste généralement à couvrir la charpente par des panneaux. Une structure analogue aux diaphragmes servant de plancher au niveau des étages mais globalement plus légère se retrouve alors en toiture.

Les éclatés de la **Figure 1-28** permettent d'illustrer le mode général de fonctionnement de ces structures à ossature bois courantes où le diaphragme joue un rôle prépondérant. La suite de cette partie va donc s'attacher à montrer de manière un peu plus précise comment les charges horizontales descendent dans la structure en partant de la toiture jusqu'aux fondations. Le chargement du diaphragme et son rôle de redistribution des efforts dans les éléments de murs sont mis en évidence. Le cumul des charges horizontales sur les parois peut ainsi être montré ainsi, que les différentes sollicitations qui s'exercent dans et entre les parois.

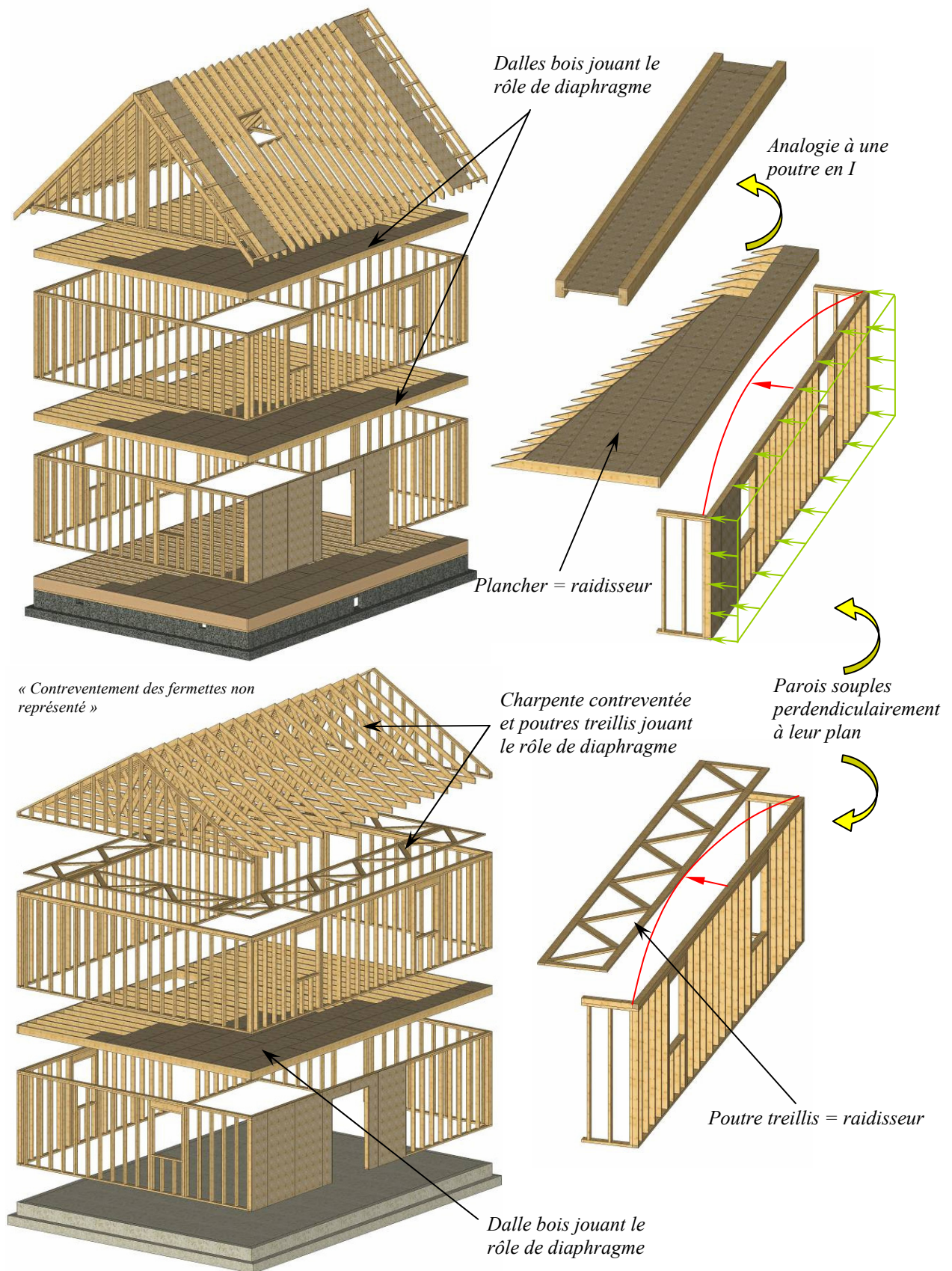


Figure 1-28 : Système plate-forme sur une construction à deux niveaux avec un comble habitable et une construction à deux niveaux avec un comble perdu

1.3.2.1 De la toiture en tête de mur

La descente de charges des efforts horizontaux commence naturellement par la toiture. Sur l'exemple du projet M, deux directions de vent privilégiées sont susceptibles d'apporter des charges horizontales. Lorsque la direction du vent est parallèle aux génératrices de la toiture, le pignon au vent se trouve en pression et celui sous le vent en dépression (**Figure 1-29**). L'ossature bois des pignons qui s'appuie alors sur la charpente amène directement une partie des charges au niveau du plancher à ses deux extrémités par l'intermédiaire des montants. L'autre partie circule dans la charpente. Ce sont les éléments de contreventement de celle-ci qui ramènent ces charges au niveau du plancher, de manière plus ou moins diffuse le long de la structure de ce dernier. Il est donc difficile en général de positionner l'ensemble de ces charges de manière individuelle sur le plancher, c'est par la position et l'intensité de sa résultante que l'action est la mieux décrite au niveau du diaphragme. A cette action résultante des efforts horizontaux de vent sur la toiture, l'effet d'entraînement, lorsqu'il est significatif, peut venir s'ajouter. Dans cette situation de vent, les actions horizontales du vent sur les pans de toiture s'annihilent puisque qu'elles ont la même intensité et agissent dans des sens opposés.

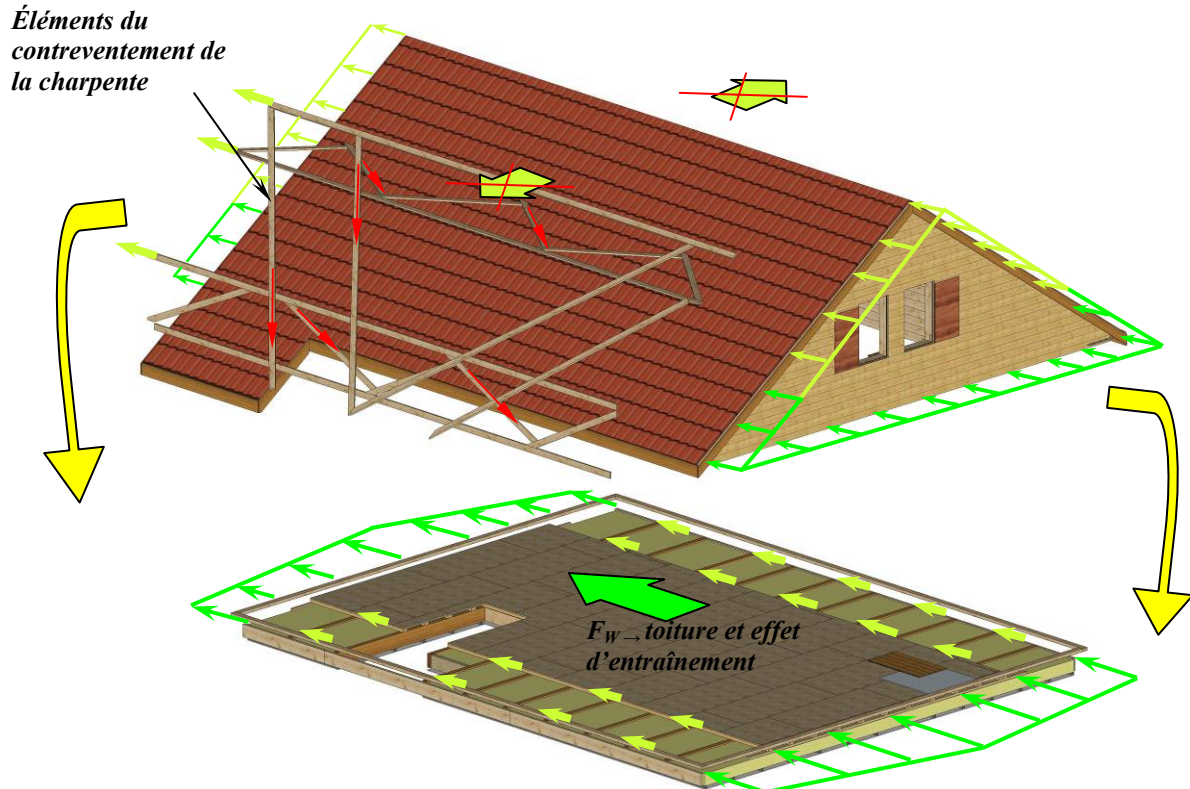


Figure 1-29 : Descente des charges horizontales en toiture sur le diaphragme lorsque le vent est perpendiculaire au pignon cas WP

Lorsque le vent exerce son action perpendiculairement au long pan, la circulation des efforts est quelque peu différente (**Figure 1-30**). La toiture étant constituée par une succession de fermettes, ce sont elles qui vont transférer les charges par triangulation au niveau du diaphragme. C'est souvent dans cette situation que la flexibilité des parois est la plus importante car plus longue. La résultante du vent sur la toiture est considérée se distribuer de manière uniforme le long du diaphragme.

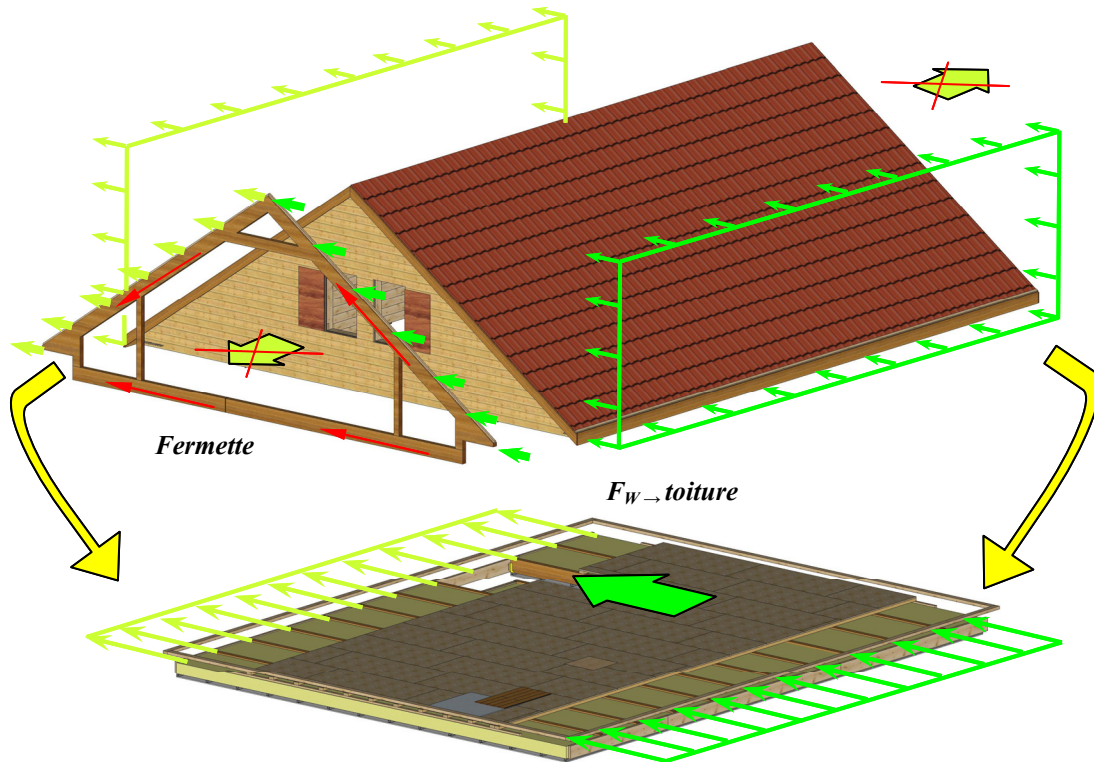


Figure 1-30 : Descente des charges horizontales en toiture sur le diaphragme lorsque le vent est perpendiculaire au long pan cas WL

Les dépressions du vent sur les pignons étant égales et directement opposées, leurs effets s'équilibrent à l'intérieur de la structure, mais ne génèrent pas de résultante d'effort à descendre au niveau des fondations de la structure par les parois. Cela ne signifie cependant pas que ces efforts ne doivent pas être liaisonnés dans la structure.

La structure du projet M est quelque peu différente des concepts habituels, car le diaphragme ne recouvre que de manière partielle la surface disponible en raison de la présence des pieds droits des fermes. Dans les limites où cette surface conserve des proportions raisonnables, le concept reste acceptable.

1.3.2.2 Des murs sur le diaphragme

La descente de charges des efforts horizontaux des murs sur le diaphragme est très similaire dans le principe aux concepts présentés auparavant (**Figure 1-31**). Les montants renvoient la moitié de la charge des parois sur le diaphragme. L'effet global étant recherché, la présence des ouvertures, lorsqu'elles conservent des dimensions courantes, ne modifie pas cette hypothèse simple. Le diaphragme reçoit alors à chaque extrémité une charge répartie. L'ensemble de ces charges produit une résultante d'effort que les parois vont devoir faire descendre au niveau inférieur. Les dépressions exercées sur les pignons s'annihilent et ne produisent pas de résultante à équilibrer par les parois. Que ce soit en situation de vent de pignon ou de long pan, la descente de charge conserve la même forme.

Sur le diaphragme se cumulent donc la résultante des efforts horizontaux de la toiture et la résultante des efforts des murs. La position de cette charge se définit par la recherche du centre de gravité du maître couple des volumes offerts au vent. L'hypothèse d'une distribution du vent uniforme sur les parois verticales n'est pas toujours la seule à adopter (**voir 1.1.3.2**). La position de la résultante et son intensité peuvent par ce biais se trouver modifiée.

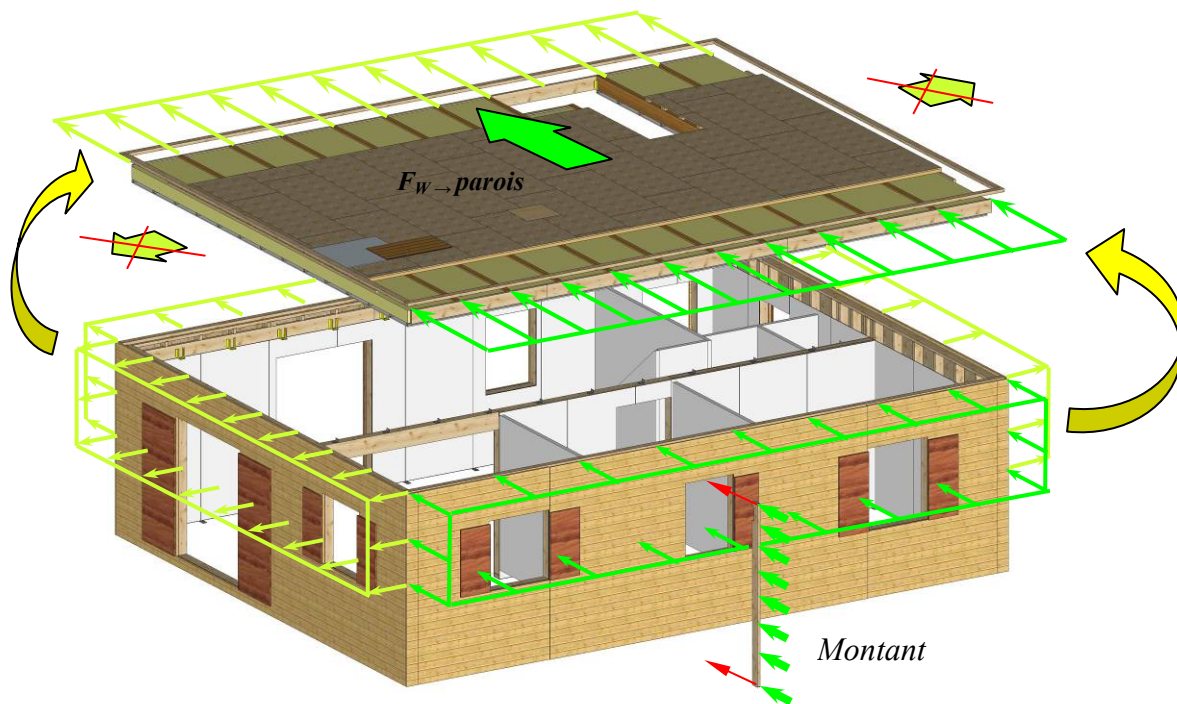


Figure 1-31 : Descente des charges horizontales des parois sur le diaphragme lorsque le vent est perpendiculaire au long pan cas WL

1.3.2.3 Distribution des efforts dans l'enveloppe d'un étage

a) Sur les parois ou système de murs (S)

Les deux points précédents ont montré comment les charges horizontales pouvaient se cumuler au niveau d'un diaphragme d'une construction. Une résultante d'effort horizontal doit donc être acheminée vers le bas de l'ouvrage (niveau inférieur ou fondation) : c'est le rôle de contreventement des parois (appelées également systèmes de murs) de la construction. La position de cet effort au niveau du diaphragme n'est pas forcément axée sur le bâtiment, en raison de la forme de sa structure ou bien de l'hypothèse d'orientation du cas de vent étudié.

Le respect de l'enveloppe architecturale des constructions induit naturellement que chaque paroi ait une constitution différente. La position des ouvertures, le nombre et la disposition des panneaux de mur fait que chaque système de mur, une fois assemblé et rigidifié transversalement par le diaphragme, possède une rigidité de cisaillement différente des autres. Cette rigidité de cisaillement caractérise la capacité à limiter le déplacement en tête du système de mur lorsqu'un effort parallèle au plan de la paroi est exercé en tête. La disposition des parois constituant l'enveloppe extérieure et la présence éventuelle de refends présente d'autre part rarement une symétrie parfaite. Cet ensemble de considérations montre qu'intrinsèquement les constructions ont un centre de raideur O qui se trouve décalé par rapport à la ligne d'action de la résultante des efforts horizontaux. L'apparition de cette excentricité engendre un moment de torsion sur la construction que celle-ci doit également supporter. Il n'apparaît pas utile de définir mathématiquement ce qu'est un centre de raideur, car dans la méthode d'analyse des efforts qui est présentée ultérieurement la détermination de sa position est transparente dans les calculs. Il suffit de dire que sa position est représentative de la distribution de la rigidité des parois et qu'elle est attirée par les zones où la rigidité est importante.

En termes de bilan d'efforts, il existe donc une résultante et un moment sur le centre de raideur de la construction. Le diaphragme va alors se charger de redistribuer ces efforts en tête des parois. Dans les constructions à parois parallèles et orthogonales, la résultante se distribue sur les parois parallèles à sa direction. Plus la raideur de la paroi est importante, plus l'effort qu'elle supporte est important. Le moment se distribue sur toutes les parois. Plus la paroi est éloignée du centre de raideur, plus sa raideur est importante, plus l'effort qu'elle supporte est conséquent. Dans la notion d'importance, il faut bien évidemment comprendre l'importance relative vis-à-vis des autres parois. Les efforts engendrés par le moment et la résultante ainsi distribués se cumulent en tête de paroi. Cet effort qui sollicite la paroi est communément appelé $F_{v,Ed}$ dans l'Eurocode 5.

Afin d'identifier la paroi sur laquelle s'applique cet effort, cet effort est appelé $F_{v,Ed S}$ dans ce document. La

Figure 1-32 illustre cette descente de charges suivant deux directions de chargement. Il peut être remarqué que suivant la paroi et le cas de vent étudié, les charges en tête de paroi s'ajoutent ou se retranchent. L'art du dimensionnement réside donc dans le fait de déterminer la situation qui engendre le maximum d'efforts dans chacun des murs.

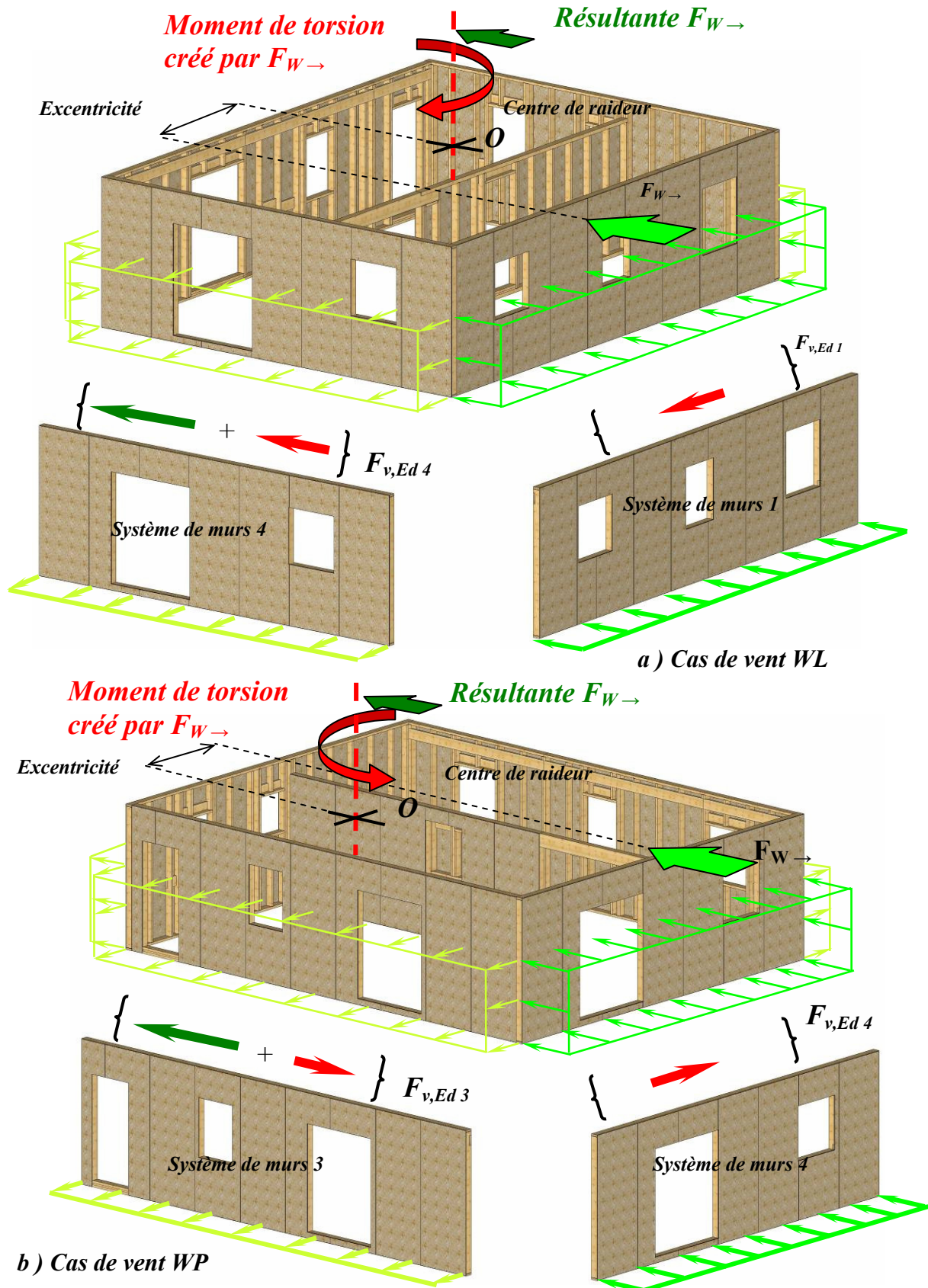


Figure 1-32 : Répartition de la résultante des efforts horizontaux et du moment de torsion sur les systèmes de murs et bilan des efforts horizontaux sur ces systèmes

La **Figure 1-32** montre également un bilan des efforts horizontaux sur les systèmes de murs. Les efforts représentés sur ces parois sont les efforts qui seront à prendre en compte pour dimensionner les systèmes d'attaches de ces parois. La charge de vent appliquée sur les parois se trouve pour moitié ramenée en tête par les

montants et pour moitié en bas de paroi, ce qui explique la présence d'une charge répartie linéique en partie basse. La paroi subit donc des efforts horizontaux dans deux directions orthogonales.

b) Sur les murs (m)

Avant d'entrer dans le détail du fonctionnement des parois, il est important de faire un aparté concernant la terminologie qui sera retenue dans la suite du document. En effet, dans le vocabulaire employé pour décrire de façon détaillée les parois, se mêlent termes mécaniques et désignation d'ensemble dont la confusion peut être nuisible à la compréhension des vérifications requises par l'Eurocode 5. La **Figure 1-33** regroupe l'ensemble de ce vocabulaire.

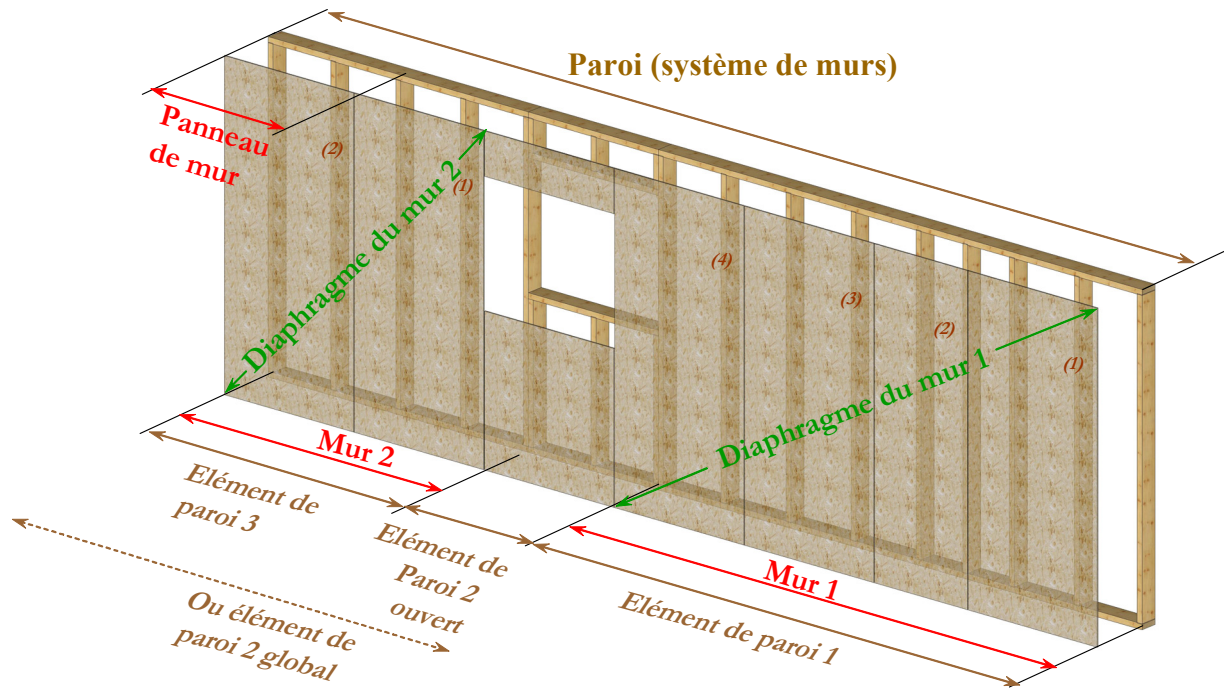


Figure 1-33 : Vocabulaire attribué aux différents éléments qui constituent une paroi ou un système de murs

L'élément de base de l'ossature est le panneau de mur en OSB, contreplaqué, panneau de particules ou tout autre panneau apte à être employé en paroi structurelle. La juxtaposition de plusieurs panneaux de mur constitue un diaphragme. Le diaphragme est la désignation mécanique de l'objet qui va permettre de transférer par cisaillement les charges. Ce diaphragme a besoin d'être rigidifié en dehors de son plan par une ossature pour fonctionner efficacement. L'ossature joue ici un rôle de nervure pour empêcher le voilement.

L'ensemble diaphragme et ossature constitue un mur. Le mur désigne donc une partie mécanique de la paroi capable de transférer des efforts horizontaux. Pour des questions de transport ou de fabrication, un découpage de la paroi peut être effectué en éléments de paroi. Un élément de paroi peut contenir ou non des ouvertures. Le terme de paroi est donc employé de manière préférentielle pour désigner l'ensemble des éléments de paroi situés entre deux retours ou angles d'une ossature. Le terme « système de murs » désigne les parties mécaniques de la paroi qui permettent de reprendre des efforts en termes de contreventement (les murs).

La longueur géométrique $l_{s,m}$ d'un mur est donnée par la longueur de son diaphragme, c'est-à-dire la distance du bord d'une paroi à une ouverture ou la distance entre deux ouvertures indépendamment du découpage en élément de paroi ou de la continuité du panneau autour de l'ouverture. La **Figure 1-34** indique à partir de quelles dimensions un percement dans une paroi doit être considéré comme une ouverture. (Ces prescriptions dimensionnelles ne sont pas autorisées dans le cas où la justification au contreventement de la paroi est effectuée à l'aide des méthodes A et B de l'Eurocode 5 (voir 3.1.3). Avec ces deux méthodes, quelle que soit la taille du découpage dans le diaphragme, celui-ci est à considérer comme une ouverture).

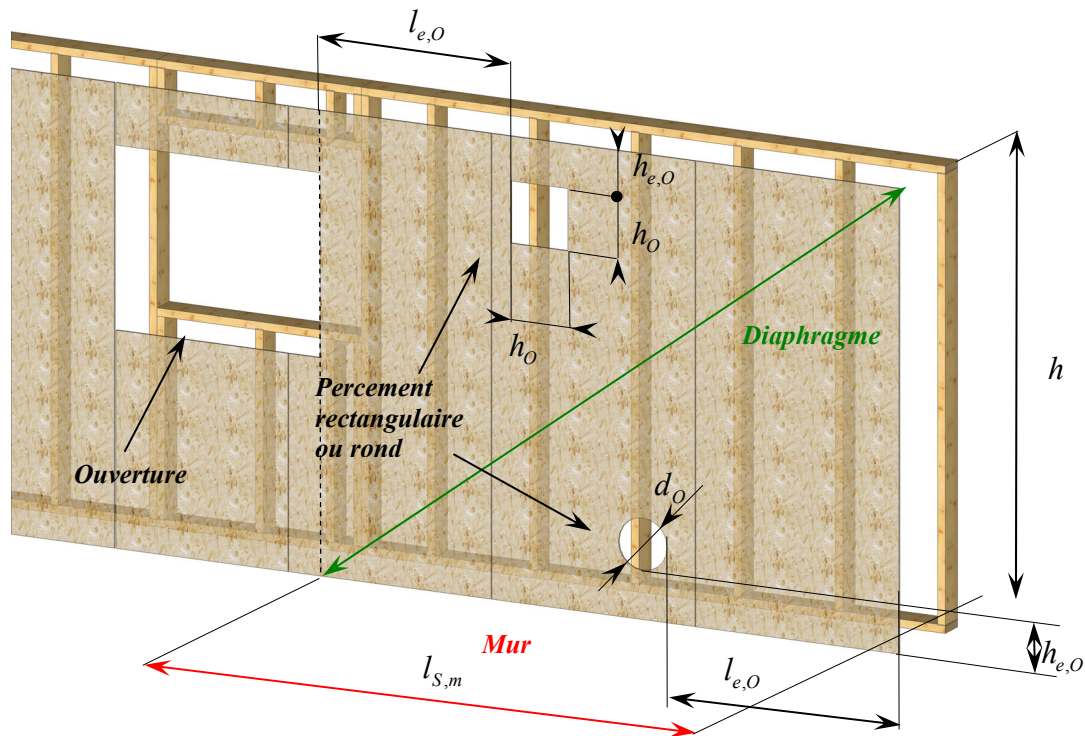


Figure 1-34 : Percements ne perturbant pas le fonctionnement du diaphragme des murs et désignation des dimensions remarquables

Un seul percement rond ou rectangulaire est autorisé par diaphragme d'une hauteur $h_{S,m}$ couverte par un panneau en un seul morceau sur la hauteur. La distance de l'embrasure au bord du diaphragme est au minimum égale à la plus grande dimension de celle-ci. Lorsque le percement n'est pas muni d'une ossature de renfort, sa hauteur et sa largeur ne doivent pas être supérieures à 150 mm et à un diamètre de 200 mm pour les ouvertures circulaires. Ces dimensions sont portées à 300 mm si l'ouverture est complètement renforcée.

Après avoir défini ces notions élémentaires, le fonctionnement mécanique du système de murs peut être expliqué. Il est basé sur l'hypothèse fondamentale du cantilever. En effet, il est considéré que chaque mur s'appuie en tête directement sur le suivant : l'effort de contreventement en tête de paroi se distribue alors simplement proportionnellement à la rigidité de chacun des murs (identique à un système de ressort en parallèle). La rigidité des murs est donnée par le nombre de panneaux de mur qui compose le diaphragme. L'Eurocode 5 retient comme hypothèse qu'un panneau de murs n'apporte une rigidité significative pour être prise en compte dans le calcul de la raideur d'un mur que si sa largeur est supérieure à $h/4$. Autrement dit, un panneau de largeur inférieure à cette dimension n'équilibre réglementairement aucun effort sans pour autant perturber le fonctionnement du diaphragme. S'il est liaisonné de manière identique aux panneaux de murs voisins, il est simplement sensé assurer le transfert des charges verticales et horizontales. Sur la **figure 1-35**, le mur 1 ne présente que 3 panneaux dont la largeur est suffisante. Pour effectuer les vérifications réglementaires, il n'est pas nécessaire de descendre au niveau de l'effort par panneau, l'effort sur le mur est suffisant. En revanche, la détermination de la raideur et la résistance d'un mur nécessite l'analyse de la composition du diaphragme.

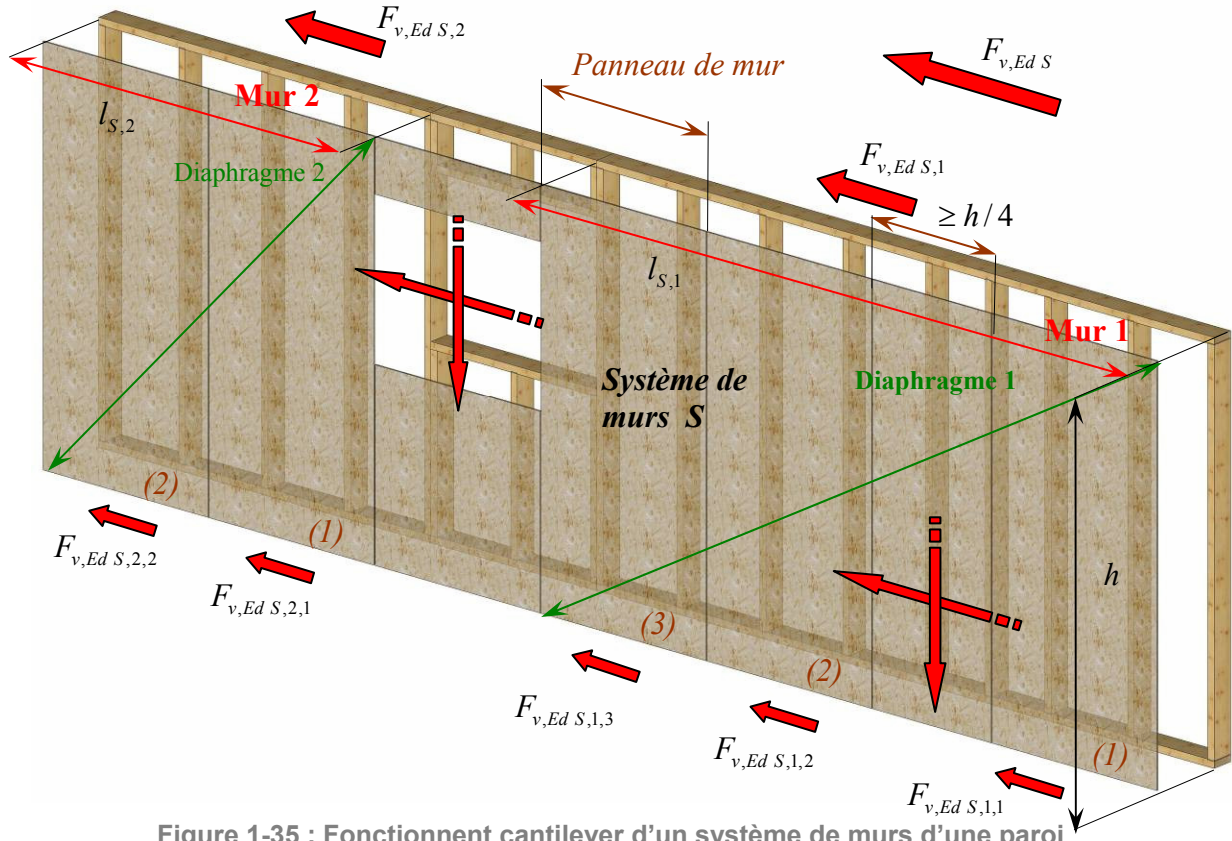


Figure 1-35 : Fonctionnement cantilever d'un système de murs d'une paroi

Les parties sans diaphragme, telles que définies précédemment, sont par définition considérées ne pas reprendre de charges, mais assurer simplement leur transfert dans le système cantilever de la paroi. Cependant, il est admis que suivant la méthode de vérification du contreventement, la partie au-dessous d'une ouverture (allège) peut transférer une partie d'effort horizontal (**Figure 1-36**). Cette participation à l'effort de contreventement n'est possible que dans la situation où l'ouverture se situe du côté du mur sous le vent. Il est accepté qu'une partie d'effort de cisaillement peut en effet se diffuser dans une partie de panneau délimitée par le cône de diffusion défini par la hauteur d'allège et un angle de 45°. La prise en compte de cette résistance supplémentaire s'effectue de manière réglementaire en adoptant une longueur effective du mur appelée $l_{ef,S,m}$ au lieu de $l_{S,m}$ longueur du mur donnée par la largeur de son diaphragme. La détermination de cette dimension fictive étant liée au sens de l'action sur la paroi, elle prend naturellement sa place au moment de la descente de charges. Cette dimension s'obtient par la formule suivante :

$$l_{ef,S,m} = l_{S,m} - \sum l_{ss,S,m} + \min\{h_{w,S,m}, l_{w,S,m} - \sum l_{wss,S,m}\}$$

$l_{ef,S,m}$ = longueur effective du mur

$l_{S,m}$ = longueur du diaphragme du mur

$l_{ss,S,m}$ = largeur de panneau du diaphragme inférieure à $h/4$

$l_{w,S,m}$ = longueur du diaphragme situé sous l'ouverture

$l_{wss,S,m}$ = largeur de panneau sous l'ouverture de largeur inférieure à $h/4$

$h_{w,S,m}$ = hauteur de l'allège sous le vent

Les différents termes de l'expression sont illustrés sur la **figure 1-39**.

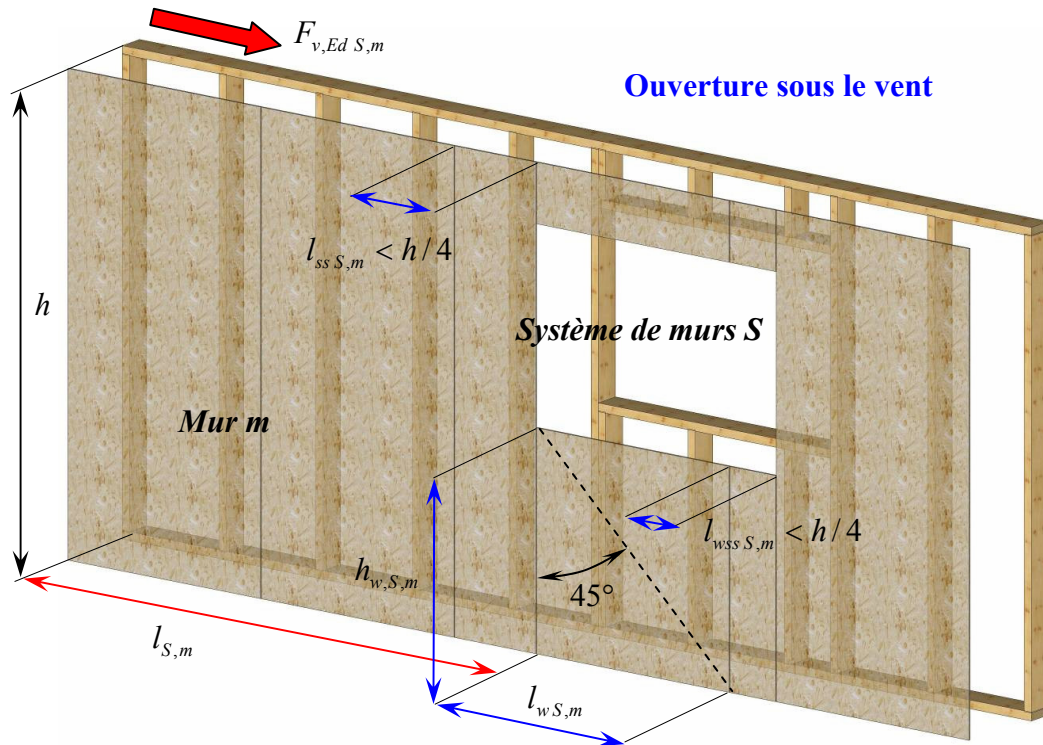


Figure 1-36 : Détermination de la longueur effective d'un mur

Pour présenter les principes de descente de charges dans ce chapitre, il a été choisi de séparer les actions en termes de résultantes horizontale et verticale. Arrivé à ce stade de l'analyse sur les murs, ces deux actions deviennent indissociables, car leurs effets sont conjugués. En effet, les efforts horizontaux qui ont été déterminés en tête des parois conduisent à l'effet de basculement des murs dans leur plan : ce phénomène est équilibré en partie par les charges verticales en tête de paroi.

Après avoir expliqué le fonctionnement interne du système de murs, il faut se pencher à présent sur le fonctionnement interne d'un mur (**Figure 1-37**). L'effort horizontal qui sollicite le mur d'un système de murs est équilibré par le diaphragme. Ce sont les liaisons de la lisse haute avec les panneaux qui permettent la transmission de cet effort. Le diaphragme transporte alors cet effort en bas de paroi et le transfère à la lisse basse de nouveau par les liaisons. Le diaphragme sollicité par deux efforts opposés se trouve, dans cette situation, soumis à un moment. Ce moment est équilibré par l'effort des liaisons des montants d'extrémités du mur de l'ossature sur le diaphragme. Le montant au vent est alors soulevé et se trouve tendu, le montant sous le vent se trouve comprimé. L'action conjuguée des liaisons autour du diaphragme sollicite celui-ci de manière évidente en cisaillement. Le montant qui permet de « couder » les panneaux du diaphragme est sollicité en cisaillement également de manière anti-symétrique. Si les panneaux du diaphragme ont des largeurs identiques, ils transfèrent des efforts équivalents qui s'équilibrent dans le montant. Le montant n'exerce alors aucun effort vertical provenant des charges horizontales sur la lisse basse (aucun ancrage vertical n'est à prévoir à sa base !). Ceci est exclusivement vérifié a priori si les panneaux ont des dimensions strictement égales. La largeur des panneaux fonctionnant mécaniquement à l'intérieur du mur peut varier de la largeur commerciale à $h/4$ au minimum. Il est alors admis que le différentiel qui peut apparaître entre deux panneaux demeure faible. Il est considéré équilibré par le poids propre de la paroi et les charges verticales éventuelles en tête de paroi qui descendent dans le montant.

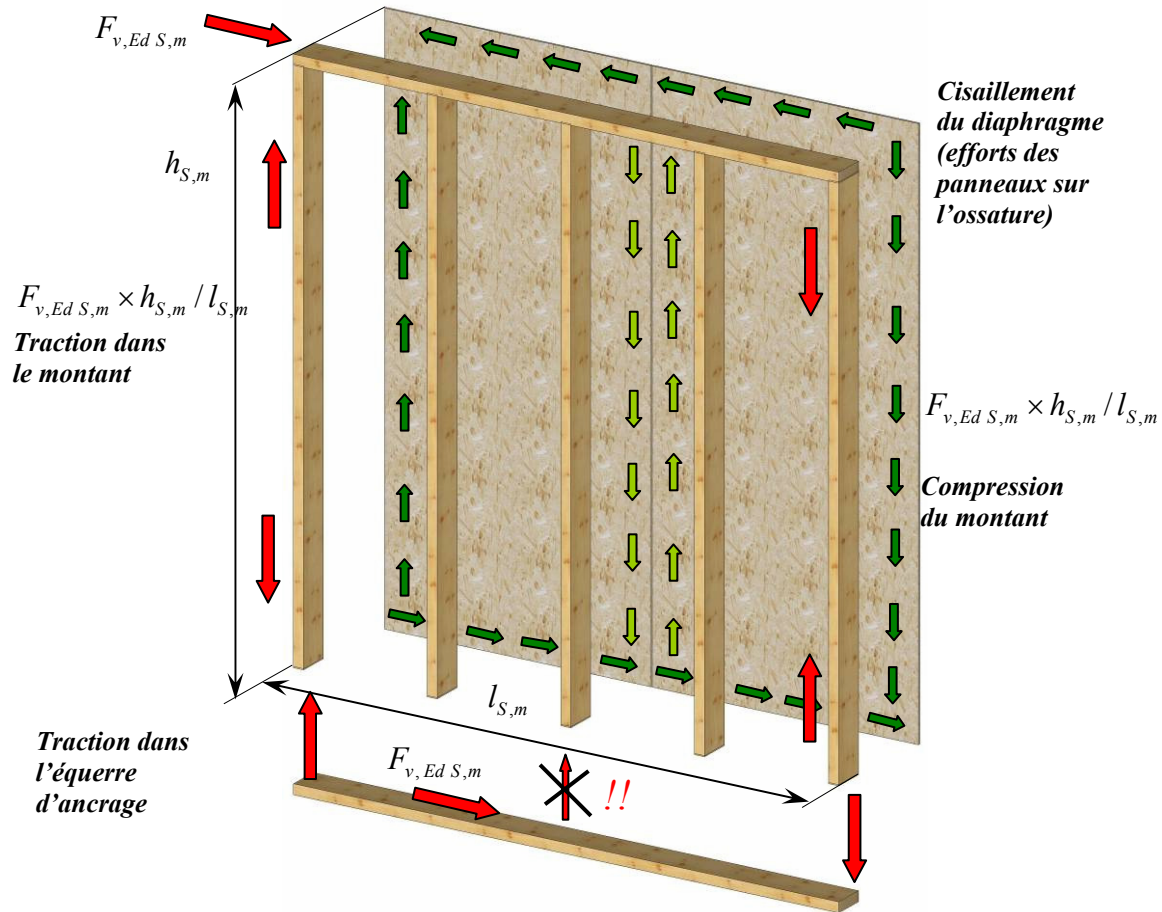


Figure 1-37 : Équilibre des efforts en tête de paroi d'un mur

Aux efforts verticaux engendrés dans les montants d'extrémités de murs par les charges horizontales se superposent ceux issus de la descente de charges verticales. Afin de pouvoir superposer ces charges, il est nécessaire d'admettre l'hypothèse suivante : à l'état limite de basculement du mur en ELU STR (arrachement du montant au vent), les murs sont considérés supporter les charges verticales en tête de paroi (ponctuelles ou réparties) en étant appuyés uniquement sur les montants d'extrémités. Le mur rigidifié par son diaphragme est considéré parfaitement rigide. Les charges verticales en tête de paroi étant rarement nulles ou en soulèvement, l'effort de traction dans le montant au vent se trouve souvent diminué. La présence d'une ouverture ou d'un retour apporte également des charges favorables à ce montant. En revanche, le montant sous le vent voit généralement son effort de compression augmenter. La **figure 1-38** indique la schématisation à adopter pour estimer ces charges nommées $R_{wr,dl\ S,m}$. Dans le cas d'une ouverture (fenêtre ou porte), la longueur complète de celle-ci est à considérer. En revanche, dans le cas d'un angle, la longueur du mur de retour prise en compte pour estimer l'apport de charges sur le montant doit être limitée à $h_{S,m}/2$. L'ancrage du montant en pied noté $R_{hd\ S,m}$, ainsi que la couture éventuelle de celui-ci à une partie connexe (allège ou retour) notée $R_{wall\ S,m}$, sont des efforts qui permettent également de limiter l'arrachement du montant.

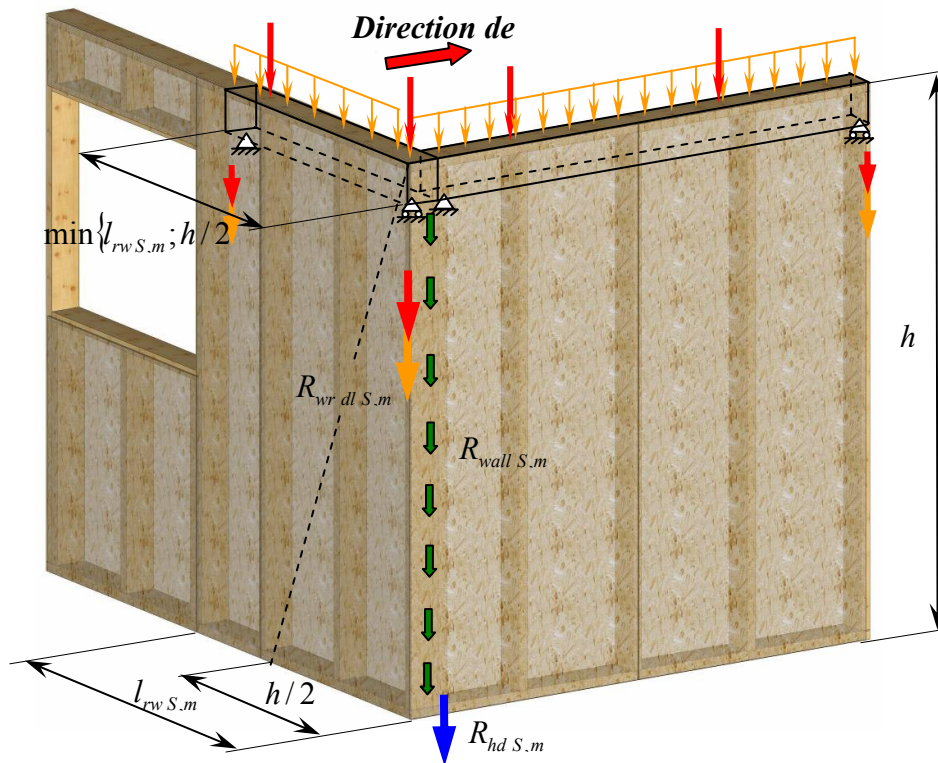
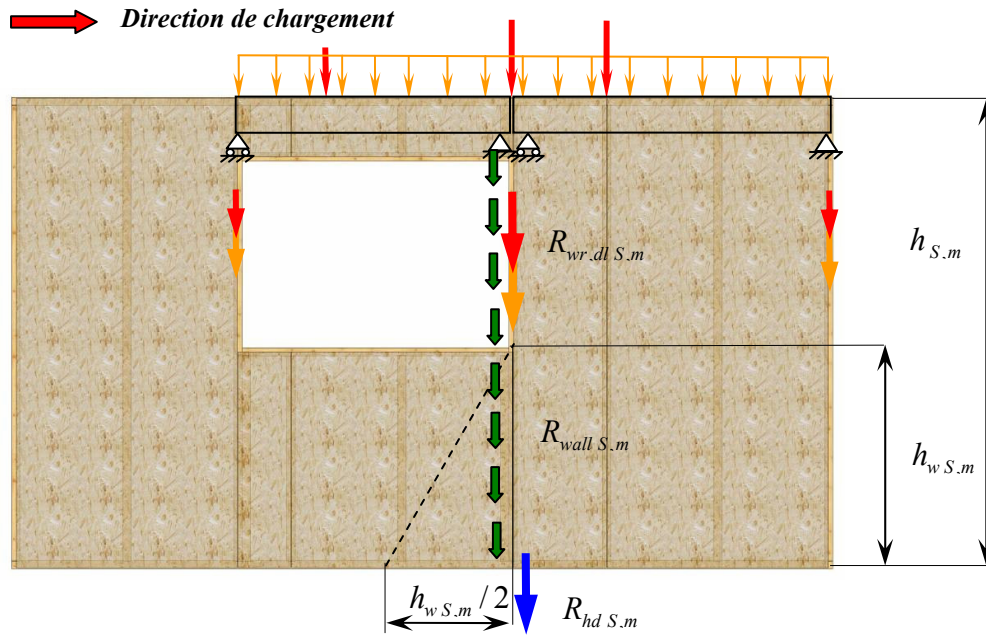


Figure 1-38 : Hypothèses schématisques de la descente de charges des efforts verticaux sur les montants d'extrémités des murs en présence d'une ouverture ou d'un retour
Représentation des efforts participant également à l'équilibre de la paroi au renversement

Dans une analyse permettant de vérifier la structure complète, chaque mur est orienté dans un système de repérage global, il a donc un côté positif et un côté négatif. Cette distinction du sens prend toute son importance

lors de la vérification de la paroi suivant la direction de la charge appliquée en tête du mur (présence des ouvertures et des murs de retour). La **figure 1-39** suivante résume alors quelles sont les distances géométriques à définir systématiquement pour chaque mur ainsi que les charges nécessaires pour chaque paroi afin de préparer l'analyse calculatoire. Les deux équations qui suivent établissent la manière de calculer à partir des charges en tête de murs, les charges verticales qui descendent sur les montants d'extrémités des côtes négatif et positif du mur.

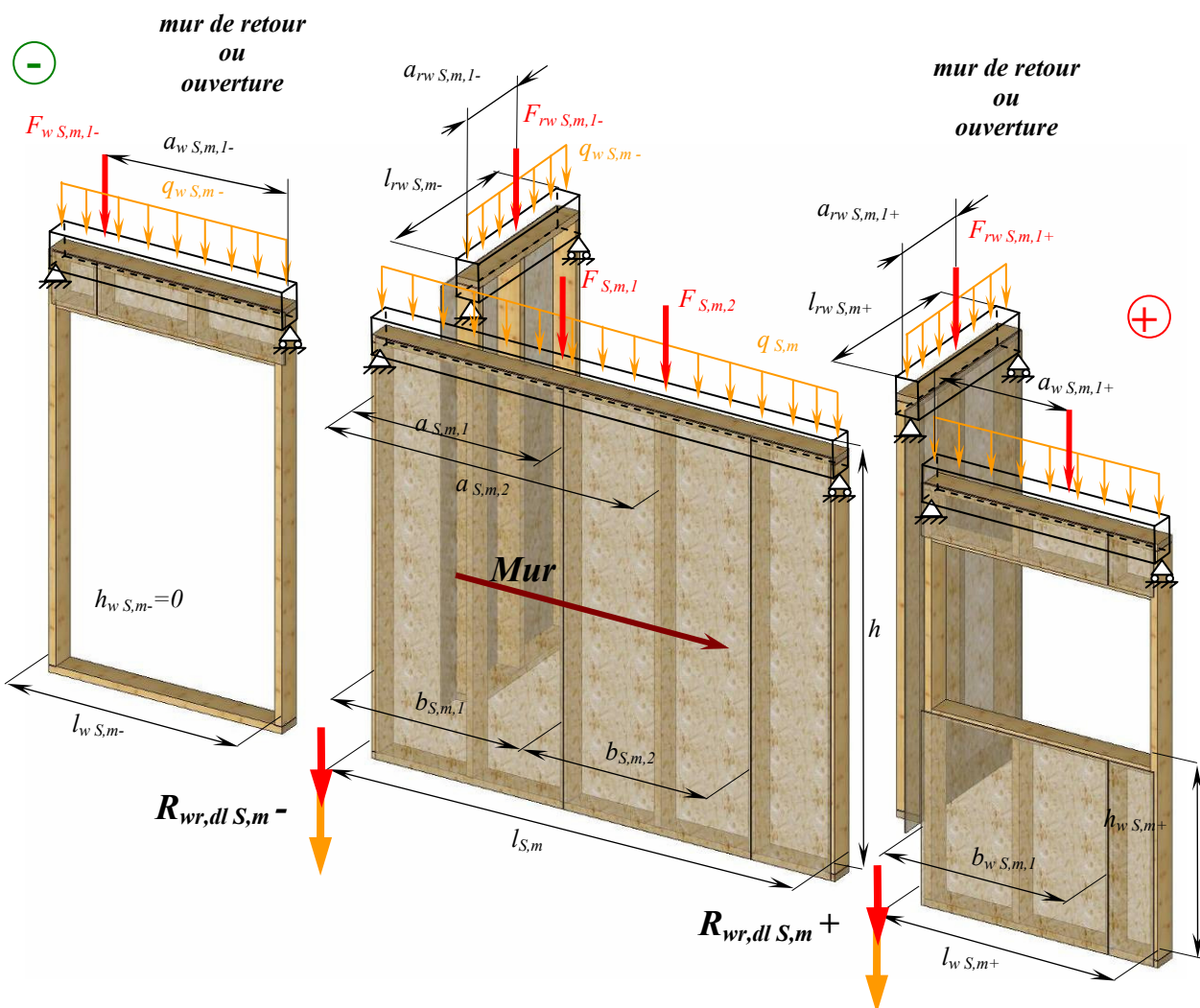


Figure 1-39 : Caractéristiques géométriques et charges à définir pour chacun des murs de l'ossature (toutes les valeurs a et l sont des distances, c'est-à-dire sans signe)

$$R_{wr,dl S,m} + = (q_{w S,m+} \times l_{w S,m+} + q_{rw S,m+} \times l_{rw S,m+} + q_{s,m} \times l_{s,m}) / 2$$

$$+ \sum_i F_{w S,m,i+} \times \left(l - \frac{a_{w S,m,i+}}{l_{w S,m+}} \right) + \sum_i F_{rw S,m,i+} \times \left(l - \frac{a_{rw S,m,i+}}{l_{rw S,m+}} \right) + \sum_i F_{s,m,i} \times \left(\frac{a_{s,m,i}}{l_{s,m}} \right)$$

c) Montants comprimés et tendus

A la différence des poteaux composés évoqués précédemment, les montants de l'ossature supportent en plus des charges axiales (compression, traction) des charges transversales (flexion). Ces charges transversales sont amenées par le vent. Suivant l'élancement des montants, ces charges peuvent contribuer à l'augmentation des déformations transversales de la paroi.

Trois situations principales de sollicitation se distinguent le long du mur (**Figure 1-40**). Tout d'abord, le montant au vent peut se retrouver tendu malgré la contribution des charges et éléments alentour. Les montants intermédiaires sont dans la majorité des cas comprimés, c'est sur eux que l'effet des charges latérales peut être le plus préjudiciable. Enfin, le montant sous le vent où le cumul des charges descendantes et l'effort de contreventement génèrent un effort de compression conséquent. Pour chacun de ces cas, la combinaison d'action la plus défavorable à retenir pour les vérifications n'est pas forcément la même. La traction dans le montant au vent est maximum lorsque la structure est peu chargée et le vent à son maximum ce qui n'est pas le cas pour le montant intermédiaire par exemple.

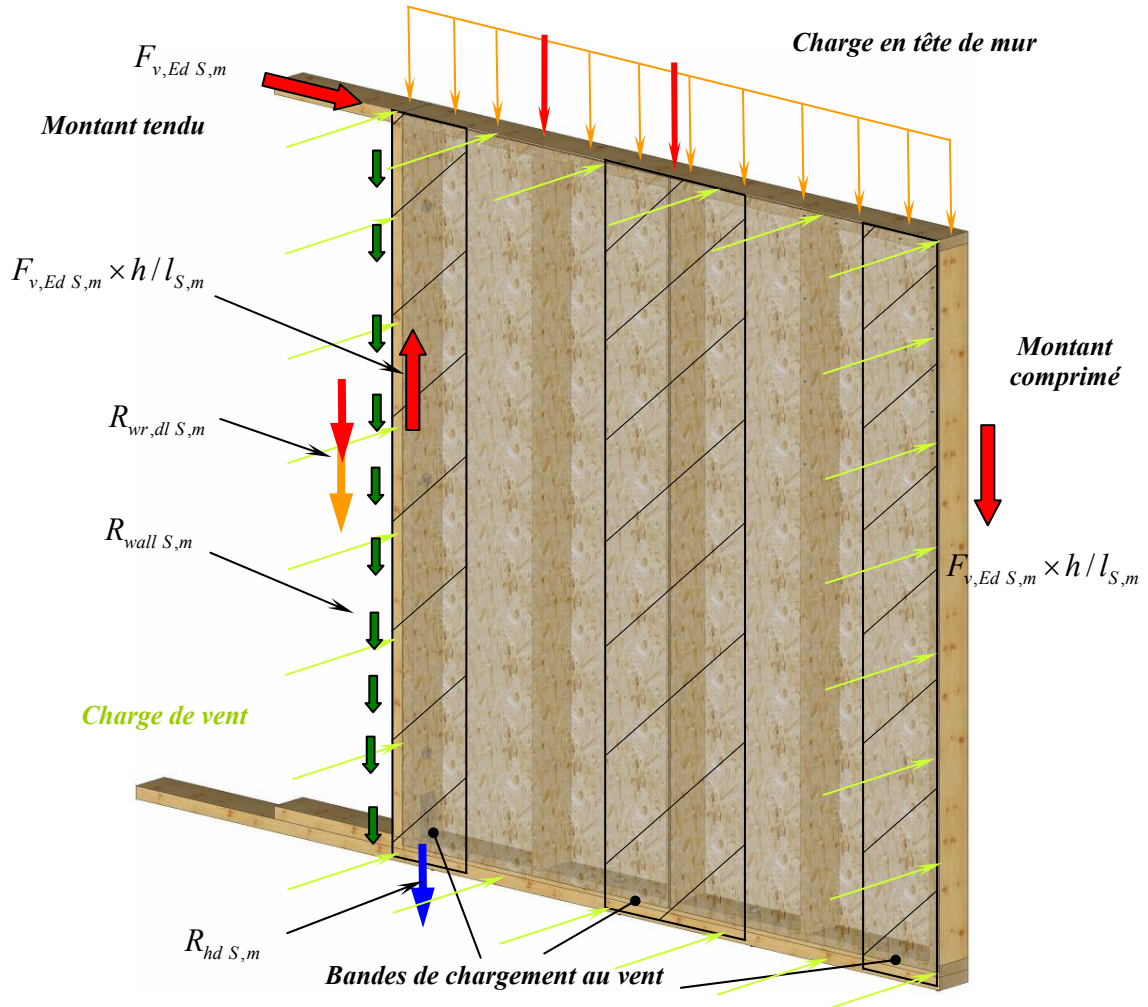


Figure 1-40 : Différentes situations de sollicitation des montants dans l'ossature d'un mur

Toutes les explications présentées dans ce chapitre ont permis jusqu'ici de suivre le parcours des charges dans la structure et de définir complètement celles qui s'appliquent au plancher, aux murs d'une paroi et éléments internes tels que les montants. Ces charges qui agissent dans plusieurs directions sollicitent les parois et en particulier leurs assemblages. Le point suivant va donc s'attacher à poursuivre la descente de charges en combinant efforts horizontaux et verticaux pour présenter les points qui nécessiteront une vérification.

1.3.2.4 Efforts dans les assemblages

Dans l'absolu, tous les assemblages qui sont mis en œuvre pour constituer les éléments de paroi servent à des degrés divers à équilibrer les charges qui sont appliquées sur les murs. Ainsi par exemple, le clouage en bout ou lardé qui permet de lier en général les montants aux traverses peut transmettre des charges. Si l'effort de traction qui est transmis par cet assemblage dans le montant est comparé à celui d'une équerre fixée en pied, celui-ci est quasi insignifiant. D'autre part, l'estimation de la part de charges que transmettent chacune des liaisons qui participent au montage de l'ossature est trop délicate pour être considérée comme réaliste.

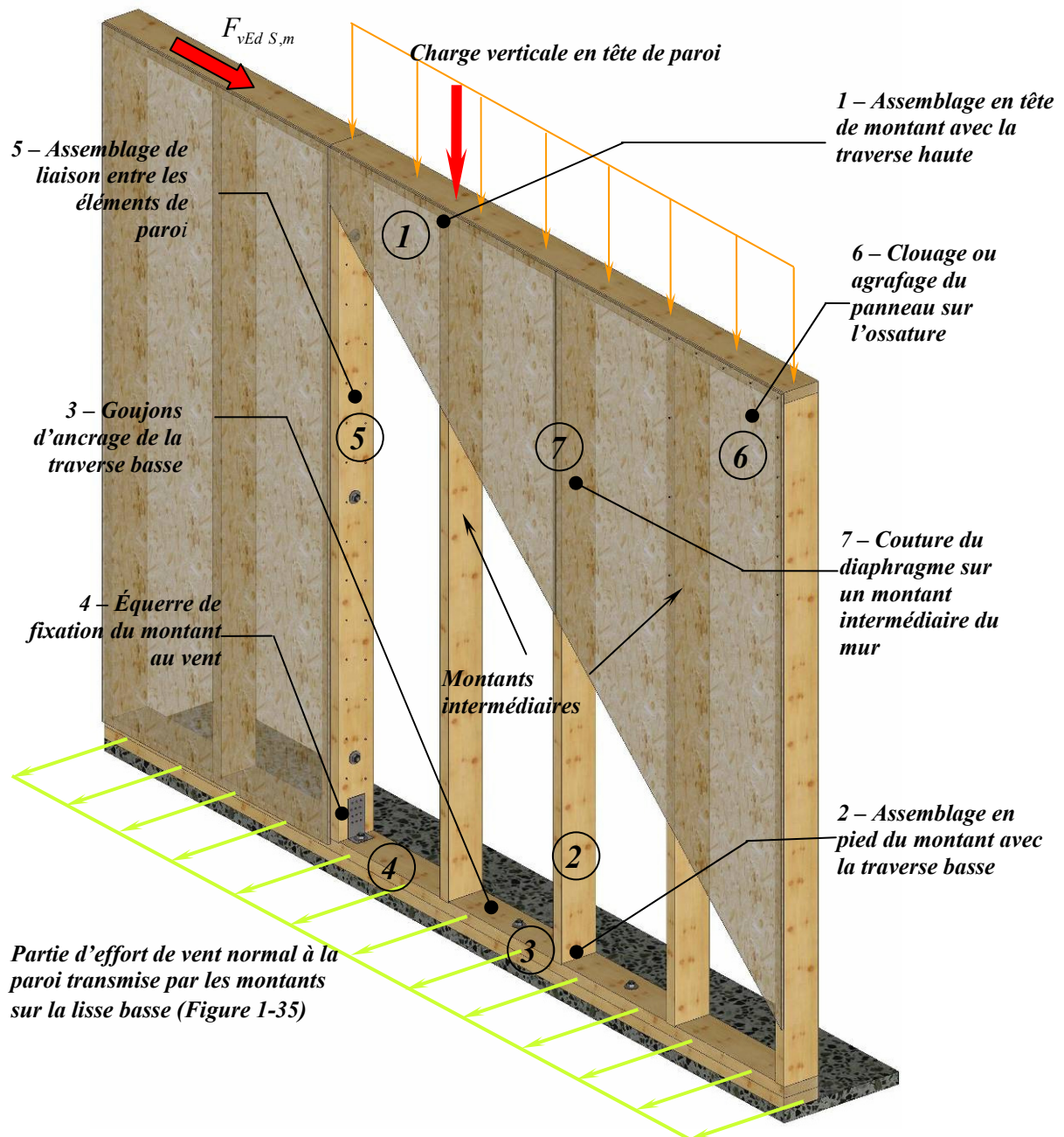


Figure 1-41 : Sollicitation des assemblages du mur d'une paroi

Tous ces effets potentiellement favorables à la résistance du mur peuvent être pris en compte uniquement par des démarches expérimentales. Si une démarche de justification par calcul est adoptée, la méthode de répartition des efforts dans la structure du mur est simplifiée en attribuant un rôle propre à chaque ensemble de liaison. Cette hypothèse est conservatrice. La **figure 1-41** montre quelles sont les liaisons concernées par cette hypothèse pour justifier la descente de charges.

La **figure 1-42** présente les assemblages de tête et de pied des montants. Ces assemblages par contact bois sur bois sollicitent les traverses en compression localisée transversale. Si les charges appliquées en tête de mur sont réparties, l'entraxe entre montants est retenu comme bande de chargement sur le montant. Les charges ponctuelles s'appliquent directement.

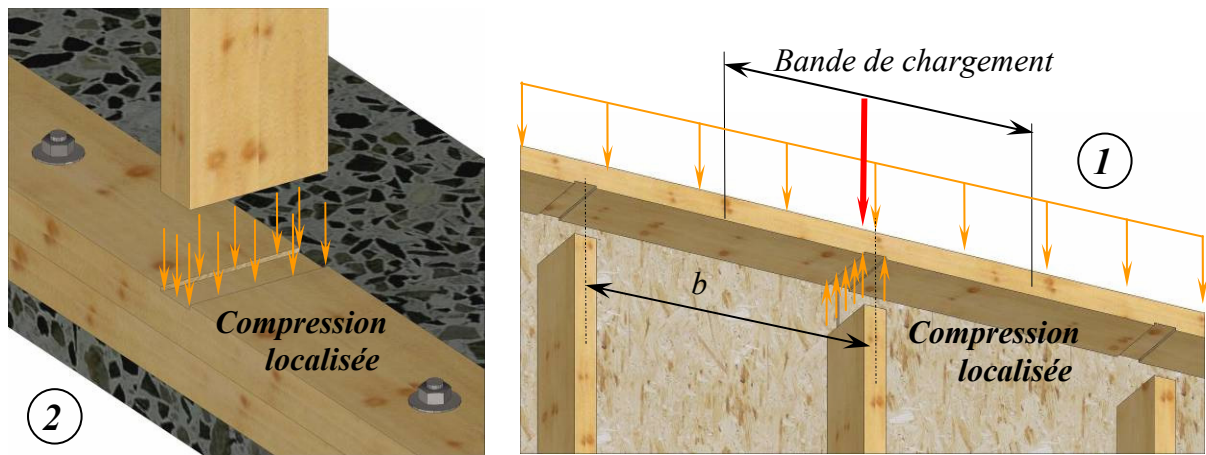


Figure 1-42 : Compression localisée dans les assemblages des montants

La transmission des efforts du mur à la fondation s'effectue généralement par l'intermédiaire de goujons d'ancrage (**Figure 1-43**). Ceux-ci sont communément répartis le long du mur. Au droit des montants d'extrémités des murs, les goujons servent également à fixer les équerres de pied de montant. Il est admis que l'effort horizontal de contreventement en tête de mur $F_{v,Ed\ S,m}$ et l'effort horizontal normal à la paroi se distribuent également sur les goujons. Seul le goujon du montant d'extrémité au vent de la paroi est soumis à un effort de traction supplémentaire. Étant donné que dans bien des cas, la composante de l'effort de vent normale à la paroi sur le goujon est petite devant celle due à l'effort de contreventement et que la résultante de ces deux efforts est elle-même petite devant l'effort d'arrachement de l'équerre, l'hypothèse de calcul suivante est souvent adoptée :

- le goujon du montant en traction ne supporte que cet effort de traction,
- l'effort de contreventement se répartit sur les goujons entre montants, y compris le goujon de l'équerre du montant comprimé,
- l'effort de vent perpendiculaire à la paroi est négligé.

Dans certains principes de montage, la traverse basse du mur est clouée sur une lisse basse qui est au préalable fixée par des goujons à la fondation. Le principe précédent reste inchangé, le clouage du mur sur la lisse doit simplement pouvoir transmettre la composition des efforts horizontaux.

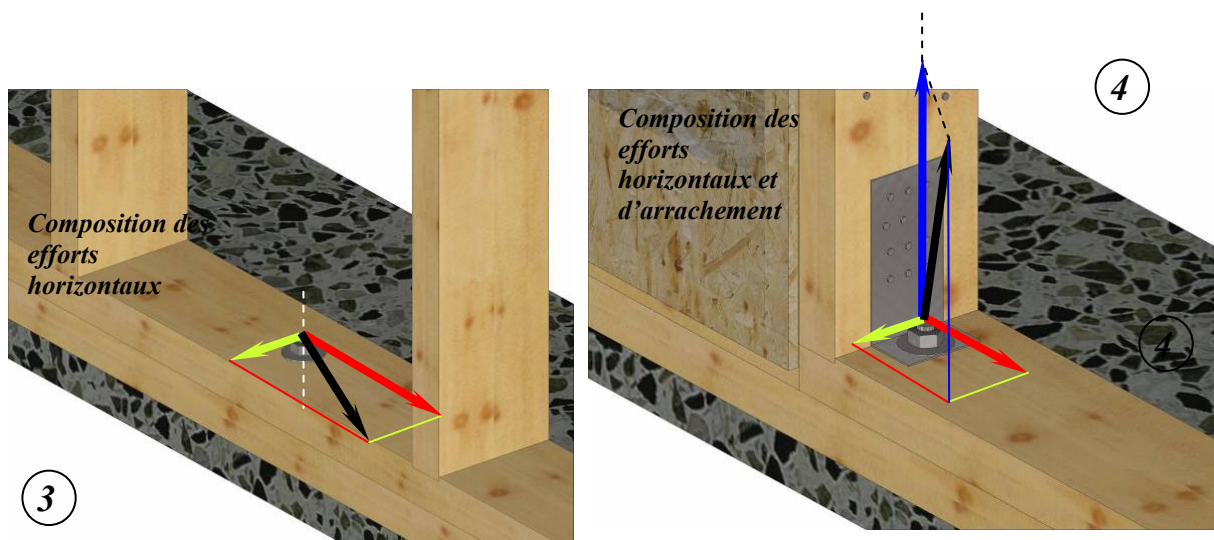


Figure 1-43 : Efforts dans les goujons d'ancrages courants et les équerres de pied de montants extrêmes

Enfin au niveau du diaphragme, le clouage ou l'agrafage doit équilibrer l'effort de contreventement en tête de mur. Quelle que soit la position des organes de liaison autour du panneau, l'effort qui les sollicite est considéré dirigé parallèlement au bord du panneau. Cette hypothèse est importante pour déterminer la distance latérale

minimale pour placer les organes par rapport au bord du panneau en fonction de leur diamètre et de la densité des matériaux utilisés. La répartition des efforts de cisaillement par organe est supposée uniforme. Le taux de cisaillement par unité de longueur sur le pourtour du diaphragme étant constant, l'espacement entre organes est également constant. En effet, si l'effort de contreventement en tête de paroi est $F_{v,Ed\ S,m}$, l'effort sur un montant vertical est égal à $F_{v,Ed\ S,m} \times h / l_{S,m}$. En ramenant respectivement ces efforts aux longueurs $l_{S,m}$ et h sur lesquelles ils sont appliqués, il est démontré que la charge par unité de longueur de panneau est constante. Il faudra veiller à ce sujet de ne pas confondre montant intermédiaire de panneau de mur et le montant où est assurée la couture du diaphragme. La couture du diaphragme ainsi que la liaison entre deux éléments de parois doivent transmettre l'effort $F_{v,Ed\ S,m} \times h / l_{S,m}$. Le montant intermédiaire permet d'éviter le voilement du diaphragme et apporte un petit gain de rigidité. Dans le cas de la liaison entre deux éléments de paroi, ce sont les pointes ou des vis qui permettent de transmettre l'effort, les boulons donnant des liaisons bien moins rigides, ils ne sont là que pour assurer le montage et le maintien du contact entre les montants dans le temps et éviter l'arrachement des pointes (**Figure 1-44**).

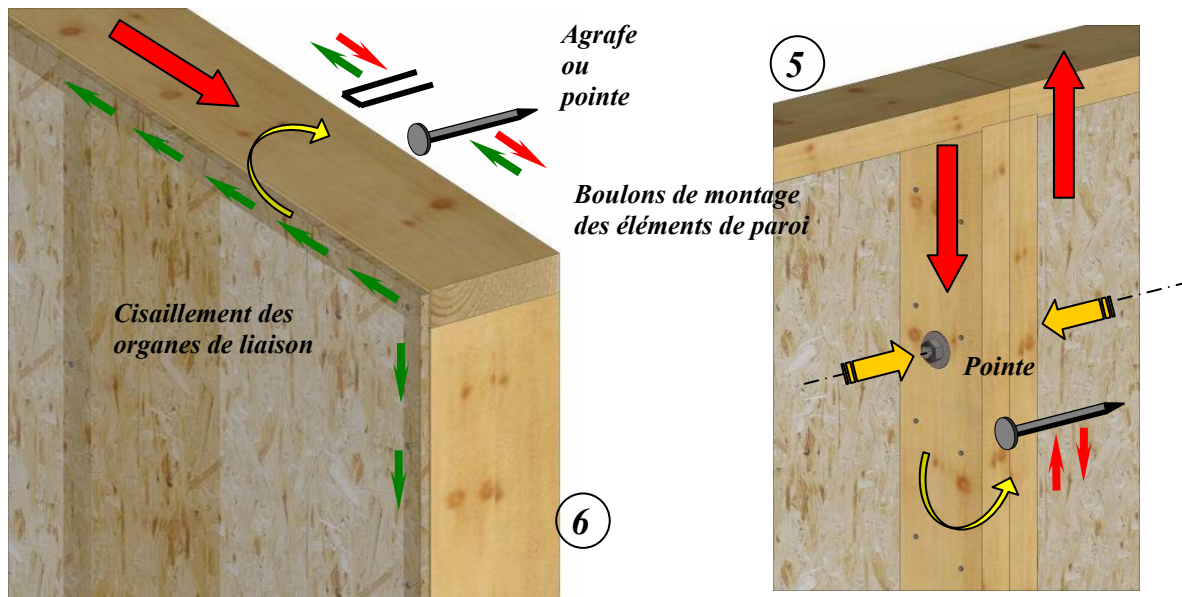


Figure 1-44 : Cisaillement des organes de liaison du diaphragme et de la liaison entre deux éléments de paroi

2 RIGIDITÉ DES PAROIS ET DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES MURS

2.1 Rigidité des éléments participant au contreventement des ouvrages en ossature bois

La résultante de vent qui se situe au niveau des diaphragmes des ossatures se distribue en fonction de la rigidité des parois, de leur position par rapport au centre de raideur et de leur orientation. L'estimation de la rigidité d'une paroi peut s'effectuer à partir d'essais comme il est préconisé par la NF EN 12871 [7] en suivant la procédure d'essais décrite dans la NF EN 594 [8] ou bien par modèles analytiques. Les effets systèmes étant généralement difficiles à prendre en compte dans les modélisations analytiques, celles-ci conduisent à des résultats qui sous-estiment quelque peu la rigidité. A moins d'une constitution particulière de paroi, il est en général très coûteux de passer par une démarche expérimentale pour déterminer celle-ci. Afin d'accéder à une meilleure compréhension des éléments de calculs apportés dans ce manuel, la démonstration des formules fondamentales permettant de calculer la rigidité des éléments de paroi standard d'ouvrages en ossature bois est résumée. Dans un premier temps, une partie importante des éléments de calculs exposée dans le document de J.P. Biger [9] est restituée et illustrée. Il s'agit de la démonstration du calcul de la rigidité d'une paroi avec une écharpe et d'une paroi en ossature standard montant plus voile travaillant assemblés par organes mécaniques. Le but est de permettre au lecteur intéressé d'approfondir ses connaissances et de conduire si besoin ses propres développements. Dans un second temps, la méthode de calcul permettant de distribuer les efforts sur les parois ancrées rigidement développée par J.P. Biger [9] est reprise et généralisée par V. Marconot [10] pour permettre le calcul des ossatures à parois non orthogonales.

2.1.1 Calcul de la raideur d'une écharpe dans une paroi (TUOMI [10])

La **figure 2-1** représente un panneau de mur muni d'une écharpe supposée équilibrer l'effort horizontal à elle seule. En pointillé est représentée sa déformée sous l'action d'un effort horizontal en tête : $F_{v,Ed\ S,m,p}$ (effort dans le panneau de mur p du mur m du système de murs S).

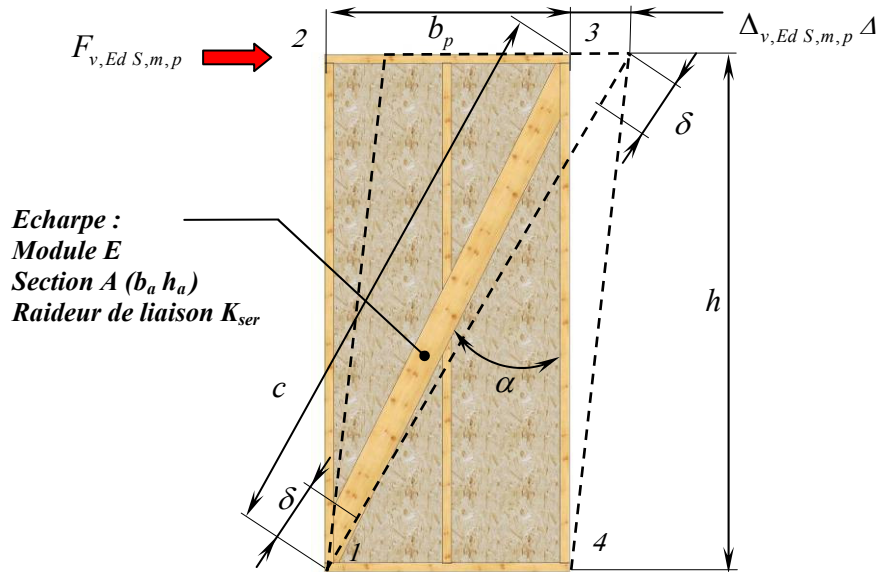


Figure 2-1 : Déformée d'un panneau muni d'une écharpe

La longueur de la diagonale 1-3 est égale à c au repos, et $c + 2 \times \delta$ à l'état déformé.

Selon Pythagore :

$$c^2 = b_p^2 + h^2$$

Par différenciation :

$$c \cdot dc = b_p \cdot db_p + h \cdot dh$$

Il vient par hypothèse : $dc = 2 \times \delta$, $dh = 0$ et $db_p = \Delta_{v,Ed\ S,m,p}$

$$\text{d'où : } \Delta_{v,Ed\ S,m,p} = \frac{c}{b_p} \times dc \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{et } \Delta_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \times \frac{c}{b_p} \times \delta \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{et } \Delta_{v,Ed\ S,m,p} = \frac{2 \times \delta}{\sin(\alpha)} \dots\dots\dots (3)$$

Par équilibre statique, il peut être montré que l'effort dans l'écharpe est égal à :

$$N_{\text{écharpe}} = F_{v,Ed\ S,m,p} \times \frac{c}{b_p}$$

L'allongement suivant l'écharpe vaut :

$$2\delta = N_{\text{écharpe}} \times \left(\frac{c}{A.E} + \frac{2}{K_{ser}} \right)$$

Il vient alors :

$$\Delta_{v,Ed\ S,m,p} = F_{v,Ed\ S,m,p} \times \frac{c^2}{b_p^2} \times \left(\frac{c}{A.E} + \frac{2}{K_{ser}} \right)$$

La rigidité du panneau ainsi constitué s'écrit : $K_{S,m,p} = \left[\frac{c^2}{b_p^2} \times \left(\frac{c}{A.E} + \frac{2}{K_{ser}} \right) \right]^{-1} \dots\dots\dots (4)$

La raideur de ce type de structure dépend donc essentiellement de la raideur des assemblages d'extrémités de l'écharpe.

2.1.2 Calcul de la raideur d'un panneau de mur (Bo Källsner [12])

La **figure 2-2** présente un panneau de mur constitué d'un diaphragme (panneau) et de son ossature. La largeur d'un panneau de mur est égale à la largeur du diaphragme (plus grande dimension hors couture du panneau à base de bois sans discontinuité).

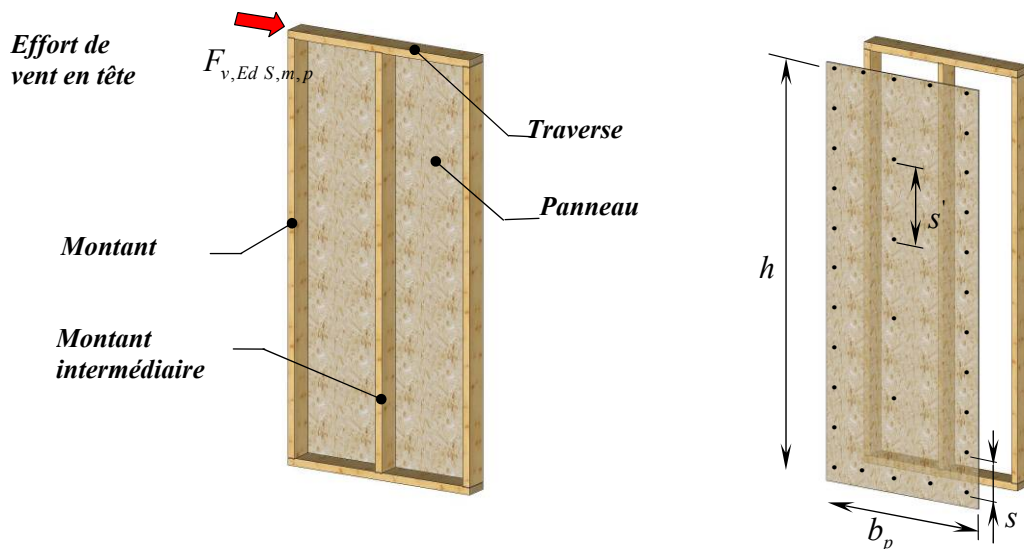


Figure 2-2 : Description d'un panneau de mur et de ses dimensions remarquables

2.1.3 Déplacement en tête de l'ossature d'un panneau de mur (p)

Les **figure 2-3 a et b** représentent respectivement les déplacements $\Delta_{v,Ed\ S,m,p}(t)$ et $\Delta_{v,Ed\ S,m,p}(m)$ résultant du glissement δ_t du voile sur les traverses et du glissement δ_m du voile sur les montants soumis à l'action de $F_{v,Ed\ S,m,p}$.

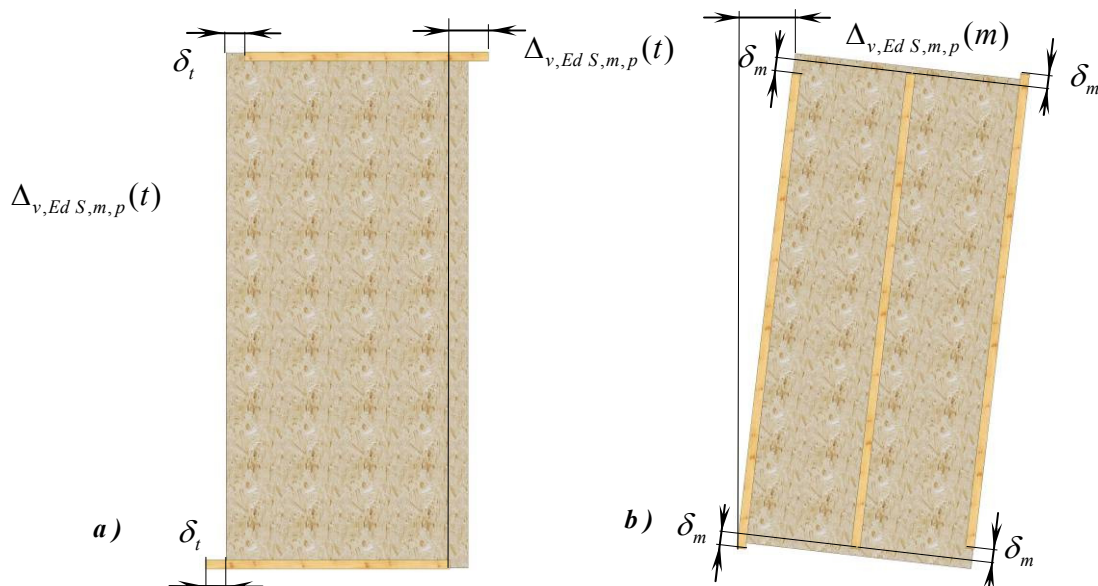


Figure 2-3 : Déplacement en tête du glissement du panneau sur les montants

Il vient alors : $\Delta_{v,Ed\ S,m,p}(t) = 2 \times \delta_t$ (5)

et $\Delta_{v,Ed\ S,m,p}(m) = \frac{2 \times h}{b_p} \times \delta_m$ (6)

Le glissement résultant est donc égal à la somme des déplacements :

$\Delta_{v,Ed\ S,m,p} = \Delta_{v,Ed\ S,m,p}(t) + \Delta_{v,Ed\ S,m,p}(m)$ (7)

Et enfin : $\Delta_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \cdot \delta_t + 2 \cdot \frac{h \cdot \delta_m}{b_p}$ (8)

Étude de l'équilibre statique d'un panneau de mur (p)

Les forces qui équilibrent le panneau de mur sont représentées sur la **Figure 2-5** ; elles conduisent à l'équation suivante :

$F_{v,Ed\ S,m,p} \times h - R \times b_p = 0$ (9)

Les forces de liaison qui agissent sur la traverse 2-3 sont représentées figures b5 a et b de manière schématique.

Le coefficient d'élasticité linéaire de la couture s'écrit $k_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s}$ (ELS)

- K_{ser} est la rigidité de l'organe d'assemblage à l'ELS
- s est l'espacement entre organes sur les montants et traverses périphériques du panneau de mur.

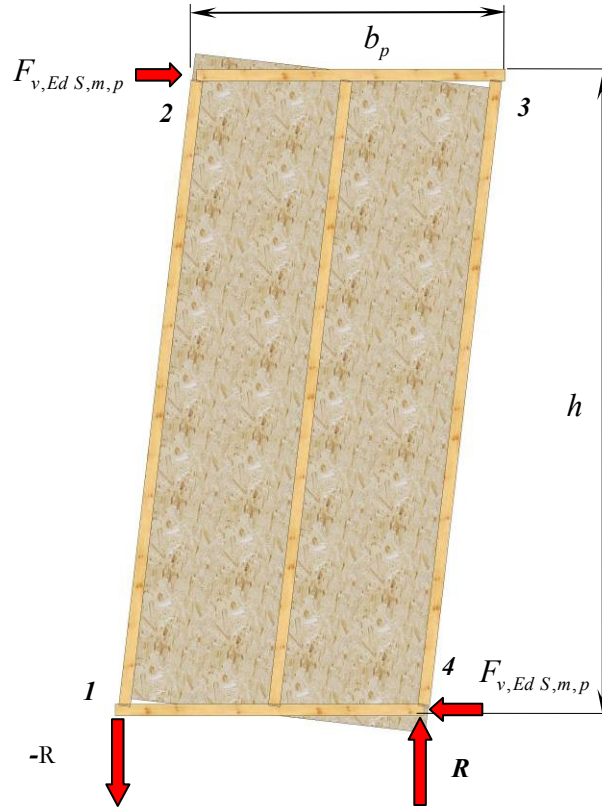


Figure 2-4 : Équilibre de basculement du panneau de mur

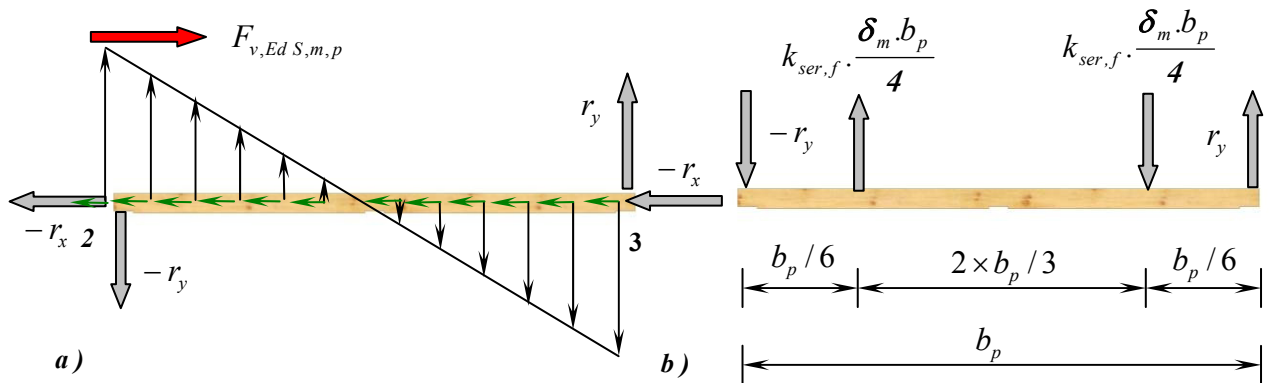


Figure 2-5 : Équilibre de la traverse supérieure du panneau de mur

La traverse est en équilibre :

$$F_{v,Ed S,m,p} = 2 \times r_x + k_{ser,f} \times \delta_t \times b_p \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$r_y \cdot b_p = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{4} \right) \cdot \left(\frac{2 \times b_p}{3} \right) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$r_y = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{6} \right) \quad \dots\dots\dots (12)$$

Les forces de liaison qui agissent sur le montant 1-2 sont représentées sur la **Figure 2-6**.

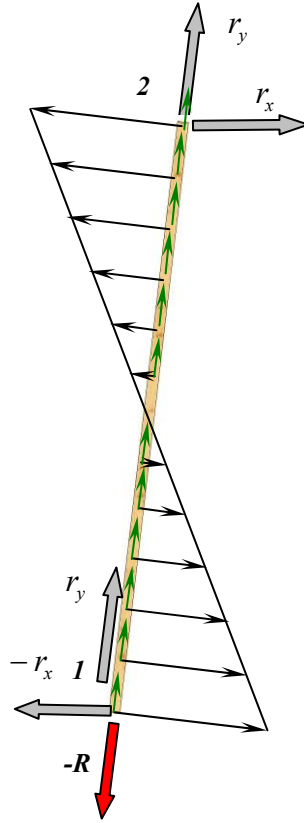


Figure 2-6 : Équilibre du montant tendu du panneau de mur

Le montant est en équilibre : $R = 2 \times r_y + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h$ (13) et $r_x = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(\frac{h}{6}\right)$ (14)

D'après (10) et (14) : $F_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \times k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(\frac{h}{6}\right) + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot b_p = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right)$

$\delta_t = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right)}$ (15)

D'après (12) et (13) : $R = 2 \times k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{6}\right) + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)$

D'après (9) : $\delta_m = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p} \cdot h}{k_{ser,f} \cdot b_p \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)}$ (16)

En prenant en compte l'influence du clouage des montants intermédiaires, en réalisant l'équilibre des montants et des traverses et en notant que $k'_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s'}$ la rigidité de la couture des montants intermédiaires, il vient :

Équilibre de la traverse : $F_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \times r_x + r'_x + k_{ser,f} \times \delta_t \times b_p$

$$r_y = k_{ser,f} \times \delta_m \times \frac{b_p}{6}$$

$$\text{Equilibre du montant : } R = 2 \times r_y + k_{ser,f} \times \delta_m \times h$$

$$r_x = k_{ser,f} \times \delta_t \times \frac{h}{6}$$

$$r'_x = k'_{ser,f} \times \delta_t \times \frac{h}{6}$$

$$\delta_t = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot (b_p + \frac{h}{3}) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} \quad \text{et} \quad \delta_m = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p} \cdot h}{k_{ser,f} \cdot b_p \cdot (h + \frac{b_p}{3})} \quad \dots\dots\dots (17)$$

Les résultantes r_x , r_y et r'_x représentent les efforts internes dans l'ossature du panneau de mur. Ils se transmettent par contact bois sur bois ou par clouage. Dans la réalité, le clouage des panneaux aux angles de l'ossature transfère également une partie de ces efforts. Les efforts externes aux panneaux (charge ou continuité des éléments) participent au maintien de ces liaisons.

2.2 Raideur d'un élément de mur

Il a été établi que $\Delta_{v,Ed\ S,m,p} = 2 \cdot \delta_t + 2 \cdot \frac{h \cdot \delta_m}{b}$ (8) était le déplacement du panneau de mur (p) du mur (m) du système de murs (S) soumis à l'effort $F_{v,Ed\ S,m,p}$. En introduisant (17) dans la relation (8) il vient :

$$\Delta_{v,Ed\ S,m,p} = \frac{2 \times F_{v,Ed\ S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot (b_p + \frac{h}{3}) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2 \times F_{v,Ed\ S,m,p} \cdot h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot (h + \frac{b_p}{3})}$$

La raideur d'un panneau de mur (p) appartenant au mur (m) de la paroi (S) s'exprime par :

$$K_{S,m,p} = \frac{F_{v,Ed\ S,m,p}}{\Delta_{v,Ed\ S,m,p}} = \left(\frac{2}{k_{ser,f} \cdot (b_p + \frac{h}{3}) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2 \times h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot (h + \frac{b_p}{3})} \right)^{-1} \quad \dots\dots\dots (18)$$

La couture sur le montant intermédiaire augmente peu la rigidité de l'élément de mur. La formule peut donc être utilisée de manière conservatrice pour des panneaux de murs comportant 2 ou 3 montants intermédiaires, ce qui est rare en pratique. Lorsque le panneau de mur comporte un diaphragme de part et d'autre de l'ossature, la raideur totale de l'élément sera égale à la somme des raideurs des panneaux de murs constitués de chacun des diaphragmes.

2.3 Les coefficients d'équivalence

Dans le cas où un mur est composé de plusieurs panneaux de mur, sa raideur est égale à la somme des raideurs de chacun des panneaux de mur :

$$K_{S,m} = \sum_p K_{S,m,p} \quad \dots\dots\dots (19)$$

Les murs comme les systèmes de murs fonctionnant sur le principe du cantilever (appui des panneaux de mur les uns sur les autres), la raideur de l'ensemble est équivalente à un système parallèle où les raideurs s'ajoutent.

Pour simplifier dans la pratique les calculs, il est commode de définir la notion de coefficient d'équivalence. Ce coefficient nommé $C_{eq\ S,m,p}$ se définit comme le rapport de la raideur d'un panneau de mur (p) appartenant à un mur (m) du système de murs (S) par rapport à la raideur du panneau de mur le plus large ou rigide (panneau de référence) de l'ensemble des systèmes de murs de l'ossature.

$$C_{eq\ S,m,p} = \frac{K_{S,m,p}}{K_{p\ ref}} \quad (20)$$

Dans le cas où un mur est composé de plusieurs panneaux de mur (p), alors il peut être écrit :

$$C_{eq\ S,m} = \frac{\sum_p K_{S,m,p}}{K_{p\ ref}} = \sum_p C_{eq\ S,m,p} \quad (21)$$

La raideur du mur (m) s'évalue alors par :

$$K_{S,m} = K_{p\ ref} \cdot \sum_p C_{eq\ S,m,p} \quad (22)$$

Dans le cas où un système de murs est composé de plusieurs murs, sa raideur est égale à la somme des raideurs de chacun des murs :

$$K_S = \sum_m K_{S,m}$$

$$\text{ou } K_S = K_{p\ ref} \cdot \sum_m C_{eq\ S,m} \quad (23)$$

Un coefficient d'équivalence d'un système de murs peut alors être défini comme

$$C_{eq\ S} = \sum_m C_{eq\ S,m} \text{ qui devient de manière plus générale : } C_{eq\ S} = \sum_m \sum_p C_{eq\ S,m,p} \quad (24)$$

Il sera donc intéressant, lorsque la technologie de construction de l'ossature sera définie (dimensions et matériaux choisis), de calculer l'ensemble des coefficients d'équivalence ainsi que $K_{p\ ref}$ pour estimer simplement la raideur de chacun des systèmes de murs.

2.4 Déplacements des systèmes de murs et répartition des efforts horizontaux en tête de parois

2.4.1 Orientation d'un panneau de mur et centre de raideur

Soit un panneau de mur (p) d'un mur (m) d'un système de mur (S) associé d'un repère $(\xi_{S,m,p}; \eta_{S,m,p}) = (ksi_{S,m,p}; éta_{S,m,p})$. Ce panneau est orienté d'un angle $\alpha_{S,m,p}$ par rapport au repère orthonormé (O, x, y) . Son centre de gravité est repéré par les distances algébriques orthogonales $d_{x\ S,m,p}$ et $d_{y\ S,m,p}$. Ce panneau de mur a une raideur notée $K_{S,m,p}$ qui s'écrit également $K_{S,m,p} = C_{eq\ S,m,p} \times K_{p\ ref}$. La **Figure 2-7** illustre le repérage d'un panneau de mur.

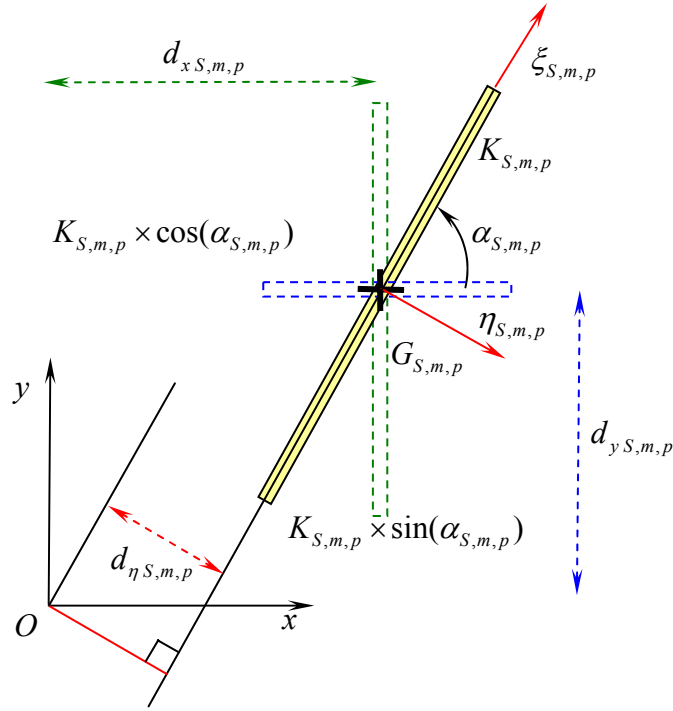


Figure 2-7 : Repérage de la position d'un élément de mur, d'un mur ou d'une paroi par rapport au centre de raideur de la structure O

Après avoir repéré chacun des panneaux de mur d'une structure, il est nécessaire de déterminer la position du centre des raideurs qui est associé de manière pratique au point O du repère orthonormé précédemment défini. Le centre du repère O sera le centre de raideur si le système d'équation suivant est satisfait. Dans la pratique le centre O est positionné a priori, la résolution du système permet de déterminer les distances algébriques $d_{xS,m,p}, d_{yS,m,p}$.

$$\begin{cases} \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq\,S,m,p} \times \text{abs}(\sin(\alpha_{S,m,p})) \times d_{xS,m,p} = 0 \\ \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq\,S,m,p} \times \text{abs}(\cos(\alpha_{S,m,p})) \times d_{yS,m,p} = 0 \\ d_{xS,m,i} - d_{xS,m,j} = \text{dimensions avec } \{i ; j \neq i\} = p \\ d_{yS,m,i} - d_{yS,m,j} = \text{dimensions avec } \{i ; j \neq i\} = p \end{cases}$$

Les deux premières équations traduisent le fait que le centre des raideurs est le barycentre des panneaux de mur pondérés de leur raideur respective. Les deux dernières équations traduisent la géométrie de la structure : si le système compte $S \times m \times p$ panneaux de mur, il est nécessaire d'établir $2 \times (S \times m \times p) - 2$ équations de ce type. (Dans le cas où les structures sont à parois orthogonales, la taille du système se réduit de manière importante).

2.4.2 Expression des déplacements globaux en tête des systèmes de murs de la structure et d'un panneau de mur

Lorsque la structure est sollicitée par une action extérieure, son centre de raideur subit deux déplacements en translation u et v , ainsi qu'une rotation autour du centre de raideur θ . Cette cinématique de déplacement suppose qu'une structure au-dessus des systèmes de murs (plancher plate forme ou complexe de toiture) agit comme un élément indéformable.

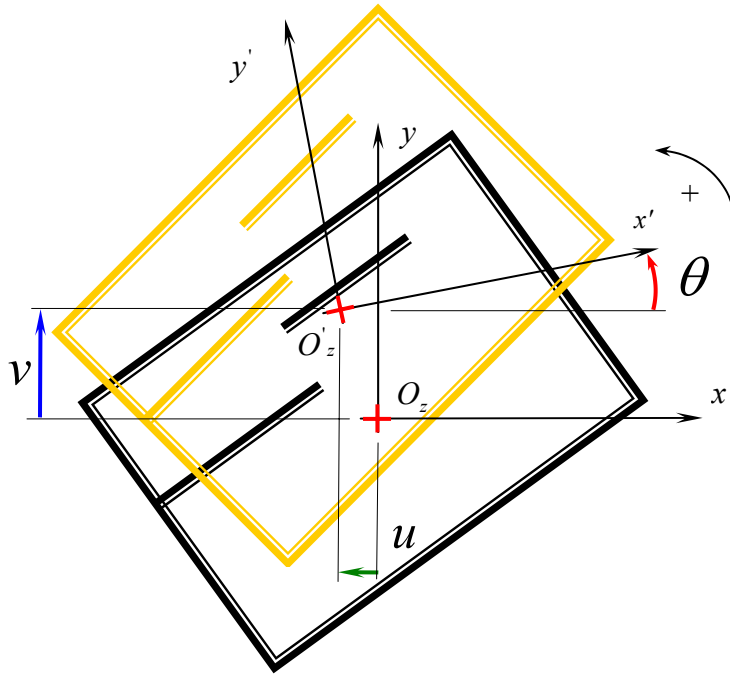


Figure 2-8 : Déplacements du complexe rigide en tête des parois d'une structure

Au niveau du panneau de mur, ces déplacements se cumulent, mais seule la somme des projections des différents déplacements selon l'axe de la paroi ξ_{Smp} entraîne une sollicitation dans cette dernière (**Figure 2-9**).

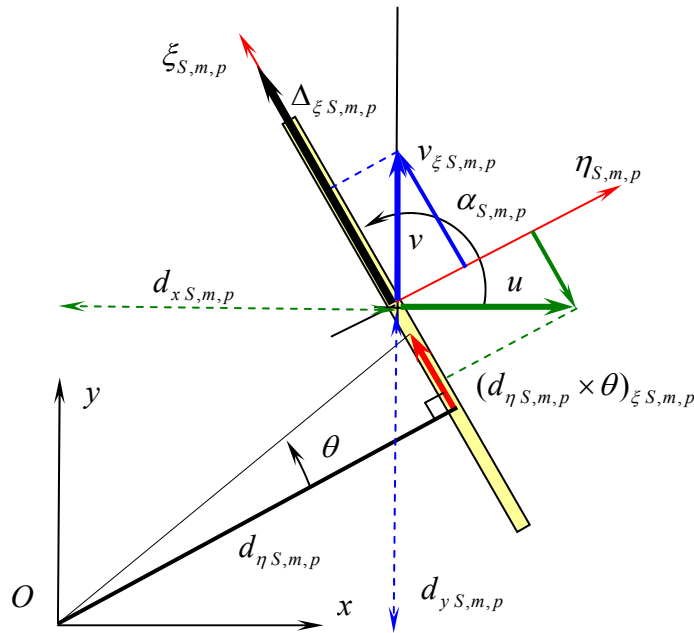


Figure 2-9 : Projection des déplacements de la structure au niveau d'un panneau de mur.

Le déplacement d'un panneau de mur dans la direction de la paroi peut s'écrire :

$$\Delta_{\xi S,m,p} = u_{\xi S,m,p} + v_{\xi S,m,p} + (d_{\eta S,m,p} \times \theta)_{\xi S,m,p} \text{ en faisant l'hypothèse de petit déplacement.}$$

La distance normale du centre de raideur à la paroi s'écrit :

$$d_{\eta S,m,p} = d_{xS,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} - d_{yS,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}$$

Pour simplifier l'écriture, le déplacement dans la direction de la paroi sera nommé le déplacement de la paroi ; il vient alors :

$$\begin{aligned} \Delta_{S,m,p} &= u \times \cos \alpha_{S,m,p} + v \times \sin \alpha_{S,m,p} + (d_{xS,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} - d_{yS,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}) \times \theta \\ &= ((u - d_{yS,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{xS,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p}) \end{aligned}$$

La distance du centre de raideur à chacun des points de la paroi n'est pas constante (**voir Figure 2-9**). La plateforme au-dessus des murs étant supposée indéformable, le déplacement de chacun des points de la paroi due à la rotation n'est pas constant. Cependant, les projections de ces déplacements dans l'axe de la paroi sont égales. Dans cette situation, l'étude des déplacements présentés en tête de panneaux de murs peut s'appliquer directement à un mur ou à un système de murs suivant la méthode de justification mécanique adoptée. Cette remarque permet de simplifier de manière conséquente la détermination des déplacements de la structure. Dans les écritures ci-dessus, l'indice et la sommation sur p (voir m) peuvent être ainsi éludés.

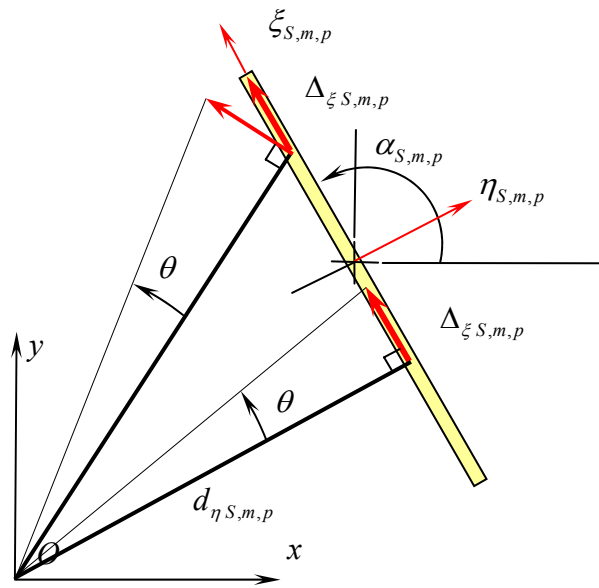


Figure 2-10 : Projection des déplacements de la paroi dans son plan engendrée par la rotation de la structure

2.4.3 Détermination des déplacements en tête de murs

De manière générale, les charges horizontales que supporte une structure composée de systèmes de murs peuvent se modéliser par l'application d'une force résultante horizontale sur l'ensemble rigide qui coiffe les systèmes de murs (**voir Figure 2-11**).

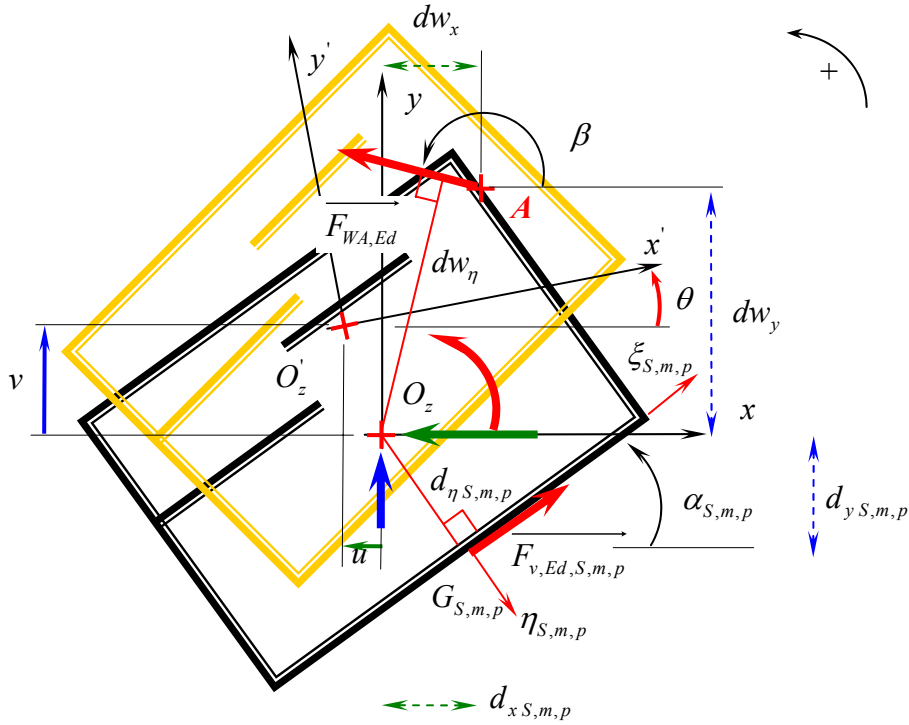


Figure 2-11 : Résultante de l'effort horizontal sur la structure et son transport au centre de raideur de la structure

Cette résultante est définie par rapport au centre de raideur par les coordonnées de son point d'application ainsi que de ces composantes. Pour le calcul des déplacements dans un premier temps et pour le calcul des efforts dans les panneaux de murs dans un second temps, il est nécessaire de transporter la résultante au niveau du centre de raideur. Il apparaît alors naturellement, lorsque la résultante se trouve excentrée par rapport au centre de raideur un moment de torsion sur la structure. L'excentricité est la conjugaison de la distribution de la rigidité de la structure et de la position de la résultante sur cette dernière.

Le déplacement de la structure dans le plan, sa rotation autour de l'axe z , l'action sur la plateforme (force du vent) ainsi que la position de son point d'application sont tout d'abord définis :

$$\vec{U} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ 0 \end{Bmatrix}, \vec{\Omega} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta \end{Bmatrix}, \vec{F}_{W,A,Ed} = \begin{Bmatrix} F_{W,A,Ed} \cos \beta \\ F_{W,A,Ed} \sin \beta \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ et } \vec{OA} = \begin{Bmatrix} d_{w,x} \\ d_{w,y} \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ avec } F_{W,A,Ed} = \|\vec{F}_{W,A,Ed}\|$$

Le travail de la force sur la structure, qui peut être qualifié de travail des forces extérieures, s'exprime ensuite par :

$$W_{ext} = \vec{F}_{W,A,Ed} \times \vec{\Delta}_{A,Ed} \text{ avec } \Delta_{A,Ed} = \|\vec{\Delta}_{A,Ed}\|$$

Le déplacement du point A s'obtient par :

$$\vec{\Delta}_{A,Ed} = (\vec{U} + \vec{\Omega} \wedge \vec{OA}) = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta \end{Bmatrix} \wedge \begin{Bmatrix} d_{w,x} \\ d_{w,y} \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u - d_{w,y} \times \theta \\ v + d_{w,x} \times \theta \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Le travail des forces extérieures s'écrit alors par :

$$\begin{aligned} W_{ext} &= \overrightarrow{\Delta_{A,Ed}} \times \overrightarrow{F_{W,A,Ed}} = \begin{Bmatrix} u - d_{W,y} \times \theta \\ v + d_{W,x} \times \theta \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \cos \beta \\ \sin \beta \\ 0 \end{Bmatrix} \times F_{W,A,Ed} \\ &= ((u - d_{W,y} \times \theta) \times \cos \beta + (v + d_{W,x} \times \theta) \times \sin \beta) \times F_{W,A,Ed} \\ &= \Delta_{A,Ed} \times F_{W,A,Ed} \end{aligned}$$

avec $\Delta_{A,Ed} = ((u - d_{W,y} \times \theta) \times \cos \beta + (v + d_{W,x} \times \theta) \times \sin \beta)$

Si K désigne la rigidité globale de la structure, alors il peut être écrit que :

$$F_{W,A,Ed} = K \times \Delta_{A,Ed}$$

Et alors $W_{ext} = K \times \Delta_{A,Ed}^2$

Au niveau de la plateforme, chaque panneau de mur exerce en réaction du déplacement de celle-ci un effort qui est colinéaire à la direction de la paroi $\xi_{S,m,p}$. Cette force et son point d'application s'écrivent :

$$\overrightarrow{F_{v,Ed,S,m,p}} = \begin{Bmatrix} F_{v,Ed,S,m,p} \cos \alpha_{S,m,p} \\ F_{v,Ed,S,m,p} \sin \alpha_{S,m,p} \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ et } \overrightarrow{OG_{S,m,p}} = \begin{Bmatrix} d_{x,S,m,p} \\ d_{y,S,m,p} \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ avec } F_{v,Ed,S,m,p} = \left\| \overrightarrow{F_{v,Ed,S,m,p}} \right\|$$

Le travail d'un panneau de mur sur la structure qui peut être qualifié de travail des forces intérieures s'exprime ensuite par :

$$W_{int} = \overrightarrow{F_{v,Ed,S,m,p}} \times \overrightarrow{\Delta_{v,Ed,S,m,p}} \text{ avec } \Delta_{v,Ed,S,m,p} = \left\| \overrightarrow{\Delta_{v,Ed,S,m,p}} \right\|$$

Le déplacement d'un panneau de mur s'exprime par :

$$\overrightarrow{\Delta_{v,Ed,S,m,p}} = (\vec{U} + \vec{\Omega} \wedge \overrightarrow{OG}) = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta \end{Bmatrix} \wedge \begin{Bmatrix} d_{x,S,m,p} \\ d_{y,S,m,p} \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u - d_{y,S,m,p} \times \theta \\ v + d_{x,S,m,p} \times \theta \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Afin d'obtenir le travail dû à tous les panneaux, il est nécessaire d'effectuer une triple sommation :

$$\begin{aligned} W_{int} &= \sum_S \sum_m \sum_p \overrightarrow{\Delta_{v,Ed,S,m,p}} \cdot \overrightarrow{F_{v,Ed,S,m,p}} = \sum_S \sum_m \sum_p \begin{Bmatrix} u - d_{y,S,m,p} \times \theta \\ v + d_{x,S,m,p} \times \theta \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \cos \alpha_{S,m,p} \\ \sin \alpha_{S,m,p} \\ 0 \end{Bmatrix} F_{v,Ed,S,m,p} \\ &= \sum_S \sum_m \sum_p ((u - d_{y,S,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{x,S,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p}) \times F_{v,Ed,S,m,p} \\ &= \sum_S \sum_m \sum_p \Delta_{v,Ed,S,m,p} \times F_{v,Ed,S,m,p} \end{aligned}$$

avec : $\Delta_{v,Ed,S,m,p} = ((u - d_{y,S,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{x,S,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p})$

Si $K_{S,m,p}$ désigne la rigidité d'un panneau de mur, alors il peut être écrit que :

$$F_{v,Ed,S,m,p} = K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p}$$

Il vient alors :

$$W_{int} = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p}^2$$

La structure étant en équilibre, le travail des forces extérieures est égal au travail des forces intérieures :

$$W_{ext} = W_{int}$$

Il vient alors l'égalité suivante qui est fonction de trois variables qui sont les déplacements et la rotation de la structure u, v et θ .

$$K \times \Delta_{A,Ed}^2(u, v, \theta) = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p}^2(u, v, \theta)$$

La détermination de ces trois variables permet de connaître les déplacements et les efforts appliqués sur chacun des panneaux de murs.

Pour déterminer ces trois inconnues, il suffit de minimiser le travail dans la structure, c'est-à-dire de différencier tour à tour l'expression ci-dessus par rapport à u, v et θ et de résoudre le système obtenu.

2.4.3.1 Différentielle par rapport à u

La différentielle de l'expression des travaux par rapport u à s'écrit :

$$K \times \Delta_{A,Ed} \times \frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial u} = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p} \times \frac{\partial \Delta_{v,Ed,S,m,p}}{\partial u}$$

$$\text{avec } \frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial u} = \cos \beta \text{ et } \frac{\partial \Delta_{v,Ed,S,m,p}}{\partial u} = \cos \alpha_{S,m,p} \text{ il suit :}$$

$$K \times \Delta_{A,Ed} \times \cos \beta = F_{W,A,Ed} \times \cos \beta = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}$$

En remplaçant $\Delta_{v,Ed,S,m,p}$ par son expression fonction de u, v et θ il vient :

$$F_{W,A,Ed} \times \cos \beta = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times ((u - d_{y,S,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{x,S,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p}) \times \cos \alpha_{S,m,p}$$

En développant, il suit :

$$\begin{aligned} F_{W,A,Ed} \times \cos \beta &= u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}^2 + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \\ &\quad + \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times (d_{x,S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} - d_{y,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}) \times \cos \alpha_{S,m,p} \\ F_{W,A,Ed} \times \cos \beta &= u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}^2 + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \\ &\quad + \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \end{aligned}$$

L'origine du repère ayant été placé au centre des raideurs, la partie suivante est égale à zéro par définition :

$$\theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} = 0$$

Il reste finalement :

$$F_{W,A,Ed} \times \cos \beta = u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}^2 + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}$$

2.4.3.2 Différentielle par rapport à v

La différentielle de l'expression des travaux par rapport à v s'écrit :

$$K \times \Delta_{A,Ed} \times \frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial v} = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p} \times \frac{\Delta_{v,Ed,S,m,p}}{\partial v}$$

avec $\frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial v} = \sin \beta$ et $\frac{\Delta_{Ed,S,m,p}}{\partial u} = \sin \alpha_{S,m,p}$ il suit :

$$K \times \Delta_{A,Ed} \times \sin \beta = F_{W,A,Ed} \times \sin \beta = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}$$

En remplaçant $\Delta_{v,Ed,S,m,p}$ par son expression fonction de u, v et θ il vient :

$$F_{W,A,Ed} \times \sin \beta = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times ((u - d_{y,S,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{x,S,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p}) \times \sin \alpha_{S,m,p}$$

En développant il suit :

$$F_{W,A,Ed} \times \sin \beta = u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}^2 + \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times (d_{x,S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} - d_{y,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}) \times \sin \alpha_{S,m,p}$$

$$F_{W,A,Ed} \times \sin \beta = u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}^2 + \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}$$

L'origine du repère ayant été placé au centre des raideurs, la partie suivante est égale à zéro par définition :

$$\theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} = 0$$

Il reste finalement :

$$F_{W,A,Ed} \times \sin \beta = u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}^2$$

2.4.3.3 Différentielle par rapport à θ

La différentielle de l'expression des travaux par rapport à θ s'écrit :

$$K \times \Delta_{A,Ed} \times \frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial \theta} = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p} \times \frac{\Delta_{v,Ed,S,m,p}}{\partial \theta}$$

avec $\frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial \theta} = d_{W,x} \cos \beta - d_{W,y} \sin \beta$ qui s'écrit également $\frac{\partial \Delta_{A,Ed}}{\partial \theta} = d_{W,\eta}$ et

$$\frac{\Delta_{v,Ed,S,m,p}}{\partial \theta} = \sum_S \sum_m \sum_p d_{x,S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} - d_{y,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \text{ qui s'écrit aussi}$$

$$\frac{\Delta_{v,Ed,S,m,p}}{\partial \theta} = \sum_S \sum_m \sum_p d_{\eta,S,m,p}$$

En remplaçant $\Delta_{v,Ed,S,m,p}$ par son expression fonction de u, v et θ il vient :

$$F_{W,A,Ed} \times d_{W,\eta} = \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \cdot \left((u - d_{y,S,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{x,S,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p} \right) \cdot d_{\eta,S,m,p}$$

En développant il suit :

$$F_{W,A,Ed} \times d_{W,\eta} = u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} + v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} \\ + \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times (d_{x,S,m,p} \sin \alpha_{S,m,p} - d_{y,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}) \cdot d_{\eta,S,m,p}$$

L'origine du repère ayant été placé au centre des raideurs, la partie suivante est égale à zéro par définition :

$$u \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} = 0$$

$$v \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p} = 0$$

Il reste finalement :

$$F_{W,A,Ed} \times d_{W,\eta} = \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times (d_{x,S,m,p} \sin \alpha_{S,m,p} - d_{y,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}) \cdot d_{\eta,S,m,p}$$

$$\text{qui se réduit à : } F_{W,A,Ed} \times d_{W,\eta} = \theta \sum_S \sum_m \sum_p K_{S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p}^2$$

Il peut être remarqué que le produit $F_{W,A,Ed} \cdot d_{W,\eta}$ est bien le moment de torsion appliqué à la structure.

2.4.4 Déplacement de la structure et déplacement en tête de mur

Les déplacements de la structure sont obtenus en résolvant le système d'équations formé par u, v et θ en inversant la dernière relation pour trouver :

$$\begin{cases} (F_{W,A,Ed} \times \cos \beta) / K_{p \text{ ref}} = u \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}^2 + v \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \\ (F_{W,A,Ed} \times \sin \beta) / K_{p \text{ ref}} = u \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} + v \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}^2 \\ F_{W,A,Ed} \times d_{W,\eta} = \theta \times K_{p \text{ ref}} \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p}^2 \end{cases}$$

En notant que :

$$C_1 = \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}^2, \quad C_2 = \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p}$$

$$C_3 = \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times \sin \alpha_{S,m,p}^2, \quad C_4 = (F_{W,A,Ed} \times \cos \beta) / K_{p \text{ ref}} \text{ et } C_5 = (F_{W,A,Ed} \times \sin \beta) / K_{p \text{ ref}}$$

$$C_6 = K_{p \text{ ref}} \sum_S \sum_m \sum_p C_{eq \text{ } S,m,p} \times d_{\eta,S,m,p}^2$$

$$\text{avec : } d_{\eta,S,m,p} = d_{x,S,m,p} \sin \alpha_{S,m,p} - d_{y,S,m,p} \times \cos \alpha_{S,m,p} \text{ et } d_{W,\eta} = d_{W,x} \sin \beta - d_{W,y} \times \cos \beta$$

$$\text{Il vient : } u = \frac{(C_4 C_3 - C_5 C_2)}{(C_1 C_3 - C_2^2)}, \quad v = \frac{(C_1 C_5 - C_4 C_2)}{(C_1 C_3 - C_2^2)} \quad \text{et} \quad \theta = \frac{F_{W,A,Ed} \cdot d_{W,\eta}}{C_6}$$

Le déplacement sur les murs s'obtient alors par la relation précédemment démontrée :

$$\Delta_{v,Ed,S,m,p} = ((u - d_{y,S,m,p} \times \theta) \times \cos \alpha_{S,m,p} + (v + d_{x,S,m,p} \times \theta) \times \sin \alpha_{S,m,p})$$

et l'effort sur la paroi par :

$$F_{v,Ed,S,m,p} = K_{p\,ref} \times C_{eq\,S,m,p} \times \Delta_{v,Ed,S,m,p}$$

Il faut noter à ce stade que le signe de déplacement d'un panneau de mur est donné dans le repère qui lui a été affecté au départ. Au regard de la constitution de la structure du panneau de mur et en particulier de ses ancrages, celui-ci n'est pas forcément supposé avoir la même résistance dans les deux sens possibles de sollicitation. Il sera donc important de prendre garde au sens de sollicitation des éléments de la structure.

Dans le cadre des principes de structures ossatures bois les plus fréquemment rencontrés, les méthodes de vérification proposées s'intéressent plutôt à la justification d'un mur qu'à celles d'un panneau de mur. Il sera donc pratique de définir une résistance positive et négative pour chaque mur pour vérifier le dimensionnement de la structure.

3 VÉRIFICATION DU CONTREVENTEMENT

3.1 Vérifications de la résistance des murs

C'est après avoir vérifié les déplacements de la structure à l'ELS qu'il est nécessaire de vérifier si le contreventement de l'ossature par des panneaux est capable de résister aux efforts appliqués. Au moment où ce document est rédigé, deux méthodes (A et B) de vérification sont présentes dans la NF EN 1995-1-1 [13]. Le choix de leur domaine d'application est laissé à l'annexe nationale NF EN 1995-1-1/NA [14]. En effet, au moment de la rédaction de l'Eurocode, il n'y a pas eu de consensus au niveau européen pour aboutir à une méthode unique de vérification. Depuis le vote formel de l'Eurocode 5, des travaux ont permis de bâtir une nouvelle méthode appelée C, permettant de couvrir les domaines de calculs balayés par les méthodes A et B. Cette méthode n'ayant pas été encore acceptée d'un point de vue européen pour venir en remplacement des deux précédentes, elle reste à l'état de projet. Néanmoins, même si elle évolue encore, elle permet de mieux prendre en compte les phénomènes de variation de résistance de contreventement par voile travaillant en fonction de la rigidité de l'ancrage du montant au vent. Elle nécessite, pour sa mise en application, la réalisation d'une descente de charges sur les murs plus précise que pour les deux autres méthodes. L'écriture de ce document s'est donc orientée, comme il a été montré dans les chapitres précédents, pour permettre à terme l'utilisation de ce type de méthode sans remettre en cause fondamentalement sa rédaction.

En préambule, il est rappelé que quelle que soit la méthode de vérification utilisée, les murs doivent être parfaitement rigidifiés dans leur plan. Cette raideur peut être apportée par les diaphragmes de planchers, des poutres au vent pleines ou de type treillis ou tout système constructif pouvant assurer ce rôle. Si les systèmes de murs fléchissent en dehors de leur plan, ils ne peuvent pas recevoir de charge en tête de mur ce qui risque d'entraîner des déformations excessives dans les structures et des désordres conséquents. D'autre part, l'estimation des efforts en tête de mur devient alors complètement hasardeuse sans une modélisation très sophistiquée.

3.1.1 Méthode A de vérification des voiles travaillants

Il faut tout d'abord préciser que cette méthode de vérification ne peut s'appliquer que si les montants au vent aux extrémités d'un mur sont ancrés rigidement au sol ou à la structure située en dessous lorsqu'ils sont tendus. Un glissement de 1 mm de l'ancrage de pied de montant dont la rigidité comprend généralement les rigidités en série de l'assemblage bois équerre, équerre et équerre support conduit à un déplacement en tête égal à $h_{S,m}/l_{S,m}$.

Avec $h_{S,m}$ hauteur du mur et $l_{S,m}$ longueur du mur. Cette méthode n'est donc applicable que si la raideur des ancrages conduit à un déplacement en tête ne représentant pas plus du 1/5 du déplacement total. En effet cette méthode de vérification ne prend pas en compte le fait que la rigidité de l'ancrage affecte particulièrement la résistance des voiles travaillants.

La méthode admet bien évidemment que les systèmes de murs, les murs et les panneaux de murs fonctionnent en cantilever. La résistance d'un mur peut être obtenue en faisant la somme des résistances des panneaux de murs dont la largeur est supérieure à $h/4$.

$$F_{v,Rd,S} = \sum F_{v,Rd,S,m} \text{ et } F_{v,Rd,S,m} = \sum F_{v,Rd,S,m,p}$$

$$F_{v,Rd,S} = \text{résistance d'un système de murs,}$$

$$F_{v,Rd,S,m} = \text{résistance d'un mur,}$$

$$F_{v,Rd,S,m,p} = \text{résistance d'un panneau de mur.}$$

La résistance d'un panneau de mur peut être alors obtenue à partir de la formule suivante :

$$F_{v,Rd,S,m,p} = 1,2 \times n_{S,m,p} \times \frac{F_{f,Rd} \times b_{S,m,p} \times c_{S,m,p}}{s}$$

$$\text{avec } c_{S,m,p} = \begin{cases} 1 & \text{pour } b_0 \leq b_{S,m,p} \\ \frac{b_{S,m,p}}{b_0} & \text{pour } b_{S,m,p} < b_0 \end{cases} \text{ avec } b_0 = \frac{h_{S,m}}{2}$$

avec :

$$n_{S,m,p} = \begin{cases} 1 & 1 \text{ voile travaillant sur une seule face du mur} \\ \frac{F_{v,Rd,max S,m,p} + 0,75 \times F_{v,Rd,min S,m,p}}{F_{v,Rd,max S,m,p}} & \begin{array}{l} 2 \text{ voiles travaillants parfaitement identiques} \\ 2 \text{ voiles travaillants différents avec raideur} \\ \text{de coutures identique} \end{array} \\ \frac{F_{v,Rd,max S,m,p} + 0,5 \times F_{v,Rd,min S,m,p}}{F_{v,Rd,max S,m,p}} & 2 \text{ voiles travaillants différents} \end{cases}$$

$F_{v,Rd,max S,m,p}$ = résistance de contreventement du côté le plus résistant

$F_{v,Rd,min S,m,p}$ = résistance de contreventement du côté le moins résistant

$F_{f,Rd}$ = résistance au cisaillement d'un organe de fixation du panneau incluant l'effet de corde

$b_{S,m,p}$ = largeur du panneau de mur

$c_{S,m,p}$ = coefficient de dimension du panneau de mur

$n_{S,m,p}$ = coefficient de composition du panneau de mur

$h_{S,m}$ = hauteur du panneau du mur

s = espacement constant des organes à la périphérie du panneau de mur

La résistance au cisaillement du mur étant égale à la somme des résistances des organes de liaison placés sur le petit côté du panneau (largeur $b_{S,m,p}$), cette formule postule que la distribution des efforts est uniforme sur les bords du panneau et qu'ils sont tous sollicités dans la même direction. Ces hypothèses de répartition sont vraies si le panneau n'est pas trop étroit. Lorsque la largeur des panneaux est inférieure à $h_{S,m,p}/2$, la résistance au cisaillement diminue.

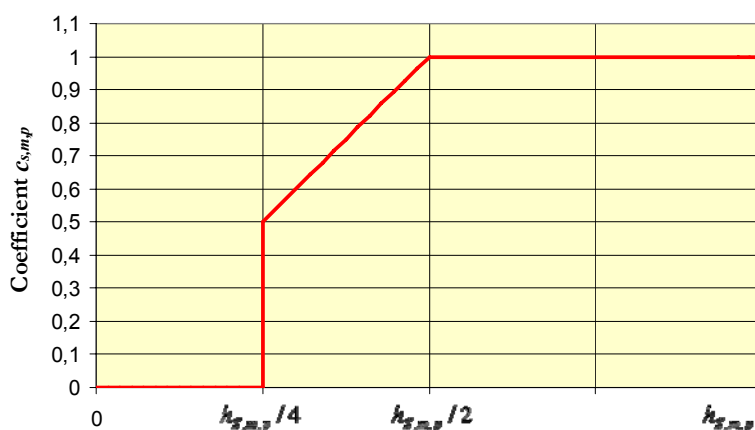


Figure 3-1 : Diminution de la résistance du panneau en fonction de la largeur du panneau

Le nombre d'organes de petites tailles étant important à la périphérie du panneau pour fixer celui-ci, il est peu probable que la résistance caractéristique au cisaillement du panneau soit égale à n fois (ou $b_{S,m,p}/s$) la résistance caractéristique d'un organe. Il est donc admis que la résistance au cisaillement soit plus proche de n fois la résistance moyenne d'un organe. Pour prendre en compte cette phénoménologie, la résistance au cisaillement est augmentée de 20 % d'où la présence du facteur 1,2 dans le calcul de la résistance.

Des panneaux dont la largeur est inférieure à $h/4$, des linteaux et des parties en allèges ne sont pas supposés apporter de résistance supplémentaire aux systèmes de murs. En revanche, ils sont supposés assurer la continuité de l'effet cantilever dans le mur.

Lorsque dans la fabrication, la liaison entre deux panneaux n'est pas assurée par le même montant mais par un assemblage de deux montants, celui-ci doit être justifié pour permettre le transfert de l'effort de cisaillement. Celui-ci s'estime par la formule suivante :

$$F_{v,montant,Ed\,S,m,p} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{v,Ed\,S,m,p} \times h_{S,m,p}}{l_{S,m,p}} \\ \frac{F_{v,Ed\,S,m,p+1} \times h_{S,m,p+1}}{l_{S,m,p+1}} \end{array} \right.$$

3.1.2 Méthode B de vérification des voiles travaillants

Cette méthode est en réalité une simplification de la méthode utilisée au Royaume-Uni. Cette méthode de vérification comporte, par rapport à la méthode de vérification précédente, trois différences principales :

- elle est basée sur une approche expérimentale plutôt que calculatoire, le coefficient 1,2 ajouté au niveau de la résistance des organes de liaison est déjà intégré,
- elle prend en compte que la charge au-dessus des murs dans le calcul de la résistance au cisaillement apporte de la résistance supplémentaire,
- l'estimation de la résistance s'effectue au niveau d'un mur et non plus au niveau des panneaux de murs.

Il faut, pour ce faire, en plus des conditions d'ancrage exposées pour la méthode A, que l'ensemble des murs d'un système de murs soit tous reliés les uns aux autres par des éléments filants ou des parties de structure filante au dessus du joint des panneaux de murs. La liaison entre les montants de deux panneaux de murs doit avoir une résistance au minimum égale à $2,5 \text{ kN} / m$.

En conservant l'hypothèse d'un fonctionnement en cantilever, la résistance d'un système de murs s'obtient par :

$$F_{v,Rd\,S} = \sum F_{v,Rd\,S,m}$$

$F_{v,Rd\,S}$ = résistance d'un système de murs

$F_{v,Rd\,S,m}$ = résistance d'un mur

La résistance d'un mur peut être alors obtenue à partir de la formule suivante :

$$F_{v,Rd\,S,m} = \frac{F_{f,Rd} \times l_{S,m}}{S_0} \times k_{d\,S,m} \times k_{q\,S,m} \times k_{s\,S,m} \times k_{n\,S,m}$$

$F_{f,Rd}$ = résistance au cisaillement d'un organe de fixation du panneau incluant l'effet de corde

$l_{S,m,p}$ = longueur du mur

$k_{d\,S,m}$ = coefficient de dimension du mur

$k_{q\,S,m}$ = coefficient de chargement du mur dépendant du sens de l'action sur celui-ci

k_s = coefficient lié à l'espacement entre organes

$k_{nS,m}$ = coefficient lié à la composition du mur

s_0 = espacement de référence des organes de liaison

Le calcul du coefficient s_0 s'obtient par la formule ci-dessous :

$$s_0 = \frac{9700 \times d}{\rho_k} \text{ avec}$$

d = diamètre de l'organe de liaison

$\rho_k = \sqrt{\rho_{1,k} \times \rho_{2,k}}$ = masse volumique caractéristique équivalente de l'ossature

Le coefficient k_d s'obtient par les formules suivantes :

$$k_{dS,m} = \begin{cases} \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} & \text{pour } \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} \leq 1 \\ \left(\frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} \right)^{0,4} & \text{pour } \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} > 1 \text{ et } l_{S,m} \leq 4,8 \text{ m} \\ \left(\frac{4,8}{h_{S,m}} \right)^{0,4} & \text{pour } \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} > 1 \text{ et } l_{S,m} > 4,8 \text{ m} \end{cases}$$

avec $h_{S,m}$ = hauteur du mur

Le coefficient $k_{qS,m}$ s'obtient par la formule suivante :

$$k_{qS,m} = 1 + \left(0,083 q_{S,m} - 0,0008 q_{S,m}^2 \right) \left(\frac{2,4}{l_{S,m}} \right)^{0,4}$$

avec $q_{S,m}$ = charge équivalente en kN / m comptée positive lorsqu'elle descend sur le mur

Cette charge résulte de l'action conjuguée des charges descendantes et des charges ascendantes réparties ou ponctuelles au-dessus des murs (vent et poids propre uniquement). Lorsque cette charge est négative, elle doit être considérée égale à 0. Afin de convertir les charges ponctuelles appliquées en tête de murs en chargement équivalent réparti, la règle suivante est appliquée. Il faut remarquer que cette descente de charges dépend du sens de l'action sur la structure (**Figure 3-2**).

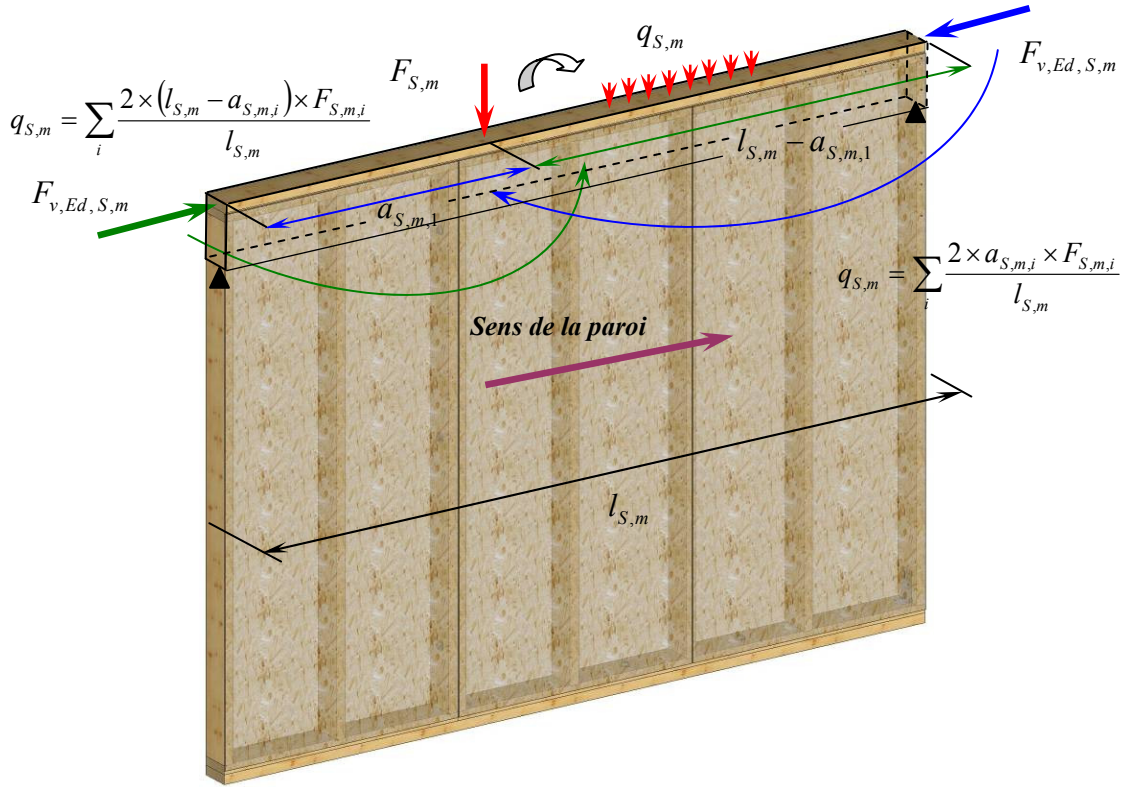


Figure 3-2 : Transformation des charges ponctuelles en charges équivalentes réparties en tête de mur

Le coefficient k_s s'obtient par la formule suivante :

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57}$$

avec s = espacement entre organe à la périphérie des panneaux

Le coefficient $k_{nS,m}$ s'obtient par la formule suivante :

$$k_{nS,m} = \begin{cases} 1 & \text{voile travaillant sur une seule face du mur} \\ \frac{F_{v,Rd,max S,m} + 0,5 \times F_{v,Rd,min S,m}}{F_{v,Rd,max S,m}} & \text{voile travaillant sur les deux faces du mur} \end{cases}$$

$F_{v,Rd,max S,m}$ = résistance de contreventement du côté le plus résistant,

$F_{v,Rd,min S,m}$ = résistance de contreventement du côté le moins résistant.

3.1.3 Méthode C [15] de vérification des voiles travaillants

Cette méthode de calcul est proposée pour, à terme, remplacer les deux méthodes présentées précédemment. En effet, le fait de disposer de plusieurs méthodes de calcul peut constituer à terme un frein au libre échange au sein de la communauté européenne.

Prenant également en compte les charges verticales en tête de panneau, elle intègre plus largement cette phénoménologie en considérant les éléments connexes à un mur dans une ossature. La présence d'un percement par mur est autorisée suivant les dimensions de celui-ci (**voir 1.3.2.3**). La méthode considère également que la partie en allège d'une ouverture située du côté sous le vent d'un mur peut participer à équilibrer dans une certaine limite les charges horizontales de vent. Le calcul de la capacité résistante d'un système de murs s'effectue en cumulant la résistance de chacun des murs comme pour la méthode B (effet cantilever). Sous

certaines conditions, la participation des parois intérieures de type plaques de plâtre est autorisée. La nécessité de garantir des fixations en pied de montant rigides n'est plus retenue comme clause impérative à l'utilisation de la méthode simplifiée d'estimation de la résistance au contreventement.

La résistance d'un système de murs s'obtient donc par effet cantilever à :

$$F_{v,Rd\ S} = \sum F_{v,Rd\ S,m}$$

$$F_{v,Rd\ S,m} = k_{f\ S,m} \times k_{j\ S,m} \times k_{n\ S,m} \times k_{w\ S,m} \times \frac{F_{f,Rd} \times l_{ef\ S,m}}{s}$$

avec : $F_{f,Rd}$ = résistance au cisaillement d'un organe de fixation du panneau

$l_{ef\ S,m}$ = longueur effective d'un mur de la paroi

$k_{f\ S,m}$ = coefficient lié à la nature du panneau assemblé

$k_{j\ S,m}$ = coefficient lié à la rigidité de liaison de l'ossature

$k_{n\ S,m}$ = coefficient lié à la composition du mur

$k_{w\ S,m}$ = coefficient lié au chargement du mur et à la capacité d'ancrage

s = espacement des organes de liaison à la périphérie des panneaux de mur.

Le coefficient $k_{f\ S,m}$ est donné par :

$$k_{f\ S,m} = \begin{cases} 1,2 \text{ et } F_{f,Rd} + \text{effet de corde si panneau reconnu utilisable en contreventement (EN12871)} \\ 1 \text{ et } F_{f,Rd} \text{ connu pour l'utilisation d'un panneau particulier utilisé en face intérieure} \end{cases}$$

Le coefficient $k_{j\ S,m}$ est donné par :

$$k_{j\ S,m} = \begin{cases} 1,1 & \text{si : } \begin{array}{l} \text{espacement entre les montants} \leq 650 \text{ mm} \\ 2 \text{ pointes dont } d \geq 3,8 \text{ mm par assemblage de l'ossature} \\ t_{pen} \text{ longueur pénétration pointe} \geq 50 \text{ mm} \\ 1 \text{ seul voile de contreventement satisfaisant à la EN12871} \end{array} \\ 1 & \text{autre cas} \end{cases}$$

Le coefficient $k_{n\ S,m}$ est donné par :

$$k_{n\ S,m} = \begin{cases} 1 & 1 \text{ voile travaillant sur une seule face du mur,} \\ 2 & 2 \text{ voiles travaillants parfaitement identiques,} \\ \frac{F_{v,Rd,max\ S,m} + 0,65 \times F_{v,Rd,min\ S,m}}{F_{v,Rd,max\ S,m}} & 2 \text{ voiles travaillants différents ou raideurs} \\ & \text{de couture différentes par face,} \\ \frac{F_{v,Rd,max\ S,m} + 0,35 \times F_{v,Rd,min\ S,m}}{F_{v,Rd,max\ S,m}} & 1 \text{ voile travaillant intérieur type plaque de plâtre} \\ & \text{avec } F_{f,Rd} \text{ connu pour le panneau} \end{cases}$$

$F_{v,Rd,max\ S,m}$ = résistance de contreventement du côté le plus résistant

$F_{v,Rd,min\ S,m}$ = résistance de contreventement du côté le moins résistant

Le coefficient $k_{W S,m}$ est donné par :

$$k_{W S,m} = \begin{cases} 1 & \text{si } R_{V S,m} > \frac{F_{f,Rd} \times h_{S,m}}{s} \text{ et } (h_{S,m} > l_{S,m}) \\ & \text{montant au vent complètement ancré} \\ 0,5 \times \alpha + \beta & \text{si } R_{V S,m} < \frac{F_{f,Rd} \times (h_{S,m} - l_{S,m})}{s} \text{ et } (h_{S,m} \leq l_{S,m}) \\ 1 - \frac{(1 - \beta)^2}{2 \times \alpha} & \text{autres cas} \end{cases}$$

avec : $h_{S,m}$ = hauteur du mur

$l_{S,m}$ = longueur du mur

$$\alpha = \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}}, \quad \beta = \frac{R_{V S,m}}{(F_{f,Rd}/s) \times h_{S,m}}$$

$R_{V S,m}$ = capacité résistante globale du montant tendu au soulèvement

La résistance du montant au vent du mur à l'arrachement s'obtient par :

$$R_{V S,m} = R_{hd S,m} + R_{wr,dl S,m} + R_{wall S,m}$$

avec :

$R_{hd S,m}$ = résistance de l'ancrage en pied du montant au vent

$R_{wr,dl S,m}$ = charge descendante sur le montant au vent

$R_{wall S,m}$ = résistance de la liaison du montant au vent à la partie d'un mur de retour ou en allège

Dans le cas d'un mur de retour,

$$R_{wall S,m} = \min \begin{cases} \frac{F_{f,Rd}}{s} \times h_{S,m} / 2 \\ \frac{F_{f,Rd}}{s} \times l_{rw S,m} \\ R_{v,con S,m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \\ \\ \text{capacité résistante en cisaillement de la liaison} \\ \text{entre le mur et son retour} \end{array}$$

Dans le cas d'une allège,

$$R_{wall S,m} = \min \begin{cases} \frac{F_{f,Rd}}{s} \times h_{W S,m} / 2 \\ R_{v,con S,m} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \\ \text{capacité résistante en cisaillement de la liaison} \\ \text{entre le mur et la partie contenant l'ouverture} \end{array}$$

4 BIBLIOGRAPHIE

- [1] NF EN 1991-1-1 P06-111-1, mars 2003 : Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d’exploitation sur les bâtiments
- [2] NF EN 1991-1-1/NA P06-111-2, juin 2004 : Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d’exploitation sur les bâtiments
Partie 2 : Annexe nationale à la NF EN 1991-1-1
- [3] NF EN 1991-1-3 P06-113-1 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : Actions générales – Charges de neige
- [4] NF EN 1991-1-3/NA P 06-113-1/NA Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : Actions générales – Charges de neige (Annexe nationale à la NF EN 1991-1-3)
- [5] NF EN 1991-1-4 P06-114-1 Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions générales – Action du vent
- [6] NF EN 1991-1-4/NA P 06-114-2/NA Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent (Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4)
- [7] NF EN 12871 B 54-074 Panneaux à base de bois – Spécifications et exigences fonctionnelles pour panneaux travaillants utilisés en planchers, murs et toitures
- [8] NF EN 594 P 21-382 Structures en bois – Méthodes d’essai : Essai de raideur et résistance au contreventement des murs à ossature en bois
- [9] Jean-Pierre Biger
Résistance au contreventement des murs en ossature bois,
Annales de l’ITBTP n°476, août – septembre 1989, Série : Théories et Méthodes de Calcul 307
- [10] Rapport de stage de 3^e année ENSTIB
Guide pratique pour l’appropriation des Eurocodes par les entreprises d’ossature bois
Stage IRABOIS, Vincent Marconot
- [11] Tuomi, Mc Cutcheon, ASCE
Racking Strength of light frame nailed walls
Journal of Structural Engineering, july 1978, New York
- [12] Bo Källsner TFC, Stockholm
Vindavstyvning av Träregelvaggär med skivor
Nordisk Träsymposium 1982, Träinformation, Stockholm
- [13] NF EN 1995-1-1 P 21-711-1, novembre 2005
Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois
Partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments
- [14] NF EN 1995-1-1 /NA P 21-711-2/NA, avril 2007
Eurocode 5 – Conception et calcul des structures en bois
Partie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments
Annexe nationale à la NF EN 1995-1-1
- [15] Bod Griffiths, Vahik Enjily, Hans Blass, Bo Källsner
A unified design method for racking resistance of timber framed walls for inclusion in Eurocode 5
CIB W18, Florence, august 2006